ОСНОВАНИЯ

Н.В.ЛАЛЕТИН

и ФУНДАМЕНТЫ

Н. В. ЛАЛЕТИН

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Издание второе,
дополненное и переработанное

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования качестве учебника для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» высших учебных заведений

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШАЯ ШКОЛА»
Москва — 1970

6С4.03
Л 20
УДК 624.15

Лалетин Н. В.

Л 20 Основания и фундаменты. Учебник для инж.-строит. вузов. Изд. 2, доп. и переработ. М., «Высшая школа», 1970.

352 стр. с илл.

В книге в сжатой форме изложены основные вопросы проектирования и устройства фундаментов для различных зданий и сооружений, возводимых как на естественном, так и на искусственном основаниях. В ней сообщаются необходимые сведения по механике грунтов и их применению к расчету оснований по предельным состояниям. Вопросы проектирования фундаментов пополнены новыми данными по методике их расчета. Новые сведения содержатся также в описании способов возведения фундаментов в различных грунтовых условиях.

160 иллюстраций, 30 таблиц, 24 библиографии.

6С4.03

Рецензенты:

коллектив преподавателей кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов Московского инженерно-строительного института имени В. В. Куйбышева (зав. кафедрой проф. Н. А. Цытович).

3-2-6
94-70

ПРЕДИСЛОВИЕ

К области фундаментостроения в настоящее время относится исключительно большой круг теоретических и практических вопросов проектирования и устройства фундаментов и их оснований для различных зданий и сооружений, возводимых повсеместно в разных географических и климатических районах и в самых разнообразных геологических и гидрогеологических условиях.

Написание краткого учебника потребовало сосредоточить особое внимание на лаконичности изложения при сохранении необходимой его ясности и доходчивости. Пришлось также сознательно пойти на исключение некоторых второстепенных материалов, отсутствие которых не может серьезно отразиться на уровне подготовки учащегося по основным вопросам курса, требуемым учебными программами инженерно-строительных институтов.

Учебник построен в соответствии с программой и применительно к курсу лекций, читавшихся автором на факультете «Промышленное и гражданское строительство» в Воронежском инженерно-строительном институте. При его написании использован обширный опыт советских ученых и инженеров в области фундаментостроения, а также учтены достижения, имеющиеся в зарубежной практике строительства.

При подготовке рукописи учебника ко второму изданию его содержание было пополнено рядом новых

материалов, появившихся в последнее время в научной, технической и нормативной литературе по специальности изучаемой дисциплины. Кроме того, учебник дополнен кратким изложением основных сведений о давлении грунта на подпорные стенки и некоторых других вопросов, отсутствие которых несколько затрудняло изучение курса. Чтобы сохранить примерно прежний объем книги, произведена частичная переработка текста с необходимым сокращением. Устранены также и отдельные недостатки, замеченные в предыдущем издании.

Рукопись учебника, как и первое издание книги, рецензировалась кафедрой механики грунтов, оснований и фундаментов Московского инженерно-строительного института имени В. В. Куйбышева. За этот труд автор приносит глубокую благодарность заведующему кафедрой, заслуженному деятелю науки и техники , члену-корреспонденту АН , профессору Н. А. Цытовичу и коллективу преподавателей кафедры.

Особая благодарность выражается доктору технических наук, профессору И. А. Симвулиди за тщательный просмотр рукописи и верстки книги.

Автор также выражает свою признательность доценту, кандидату технических наук Р. С. Шеляпину за ценные замечания, сделанные при просмотре рукописи.

ВВЕДЕНИЕ

Основные понятия и определения

Огромные масштабы и непрерывный рост капитального строительства, широко развернутого в нашей стране, требуют дальнейшего развития и технического совершенствования строительной индустрии и промышленности строительных материалов. Важнейшей задачей здесь продолжает оставаться максимальное сокращение сроков строительства, снижение его стоимости и улучшение качества.

Основным в достижении этой цели является дальнейшее последовательное развитие индустриализации строительства и завершение перехода на возведение полносборных конструкций зданий и сооружений из крупноразмерных элементов промышленного производства. Важное место занимает также разработка различных научно-технических и производственных проблем, решение которых позволяет внести коренные изменения и улучшения в практику строительства.

Большой и ответственной задачей здесь является систематическая подготовка высококвалифицированных специалистов-строителей, обладающих широким теоретическим и политическим кругозором. Все это требует глубокого изучения ими всех отраслей строительного дела, среди которых фундаментостроение занимает одно из наиболее важных мест.

Вопросы строительного дела, относящиеся к области фундаментостроения, излагаются в курсе «Основания и фундаменты», где даются необходимые сведения по проектированию и устройству фундаментов и их оснований для различных сооружений, возводимых в разнообразных геологических и гидрогеологических условиях. Особое внимание здесь уделяют рассмотрению свойств грунтов и изучению их поведения под нагрузкой. Наиболее глубокий и всесторонний анализ этих вопросов дается в современных трудах по механике грунтов, представляющей ныне самостоятельную дисциплину.

О с н о в а н и е м называют толщу грунтов, непосредственно воспринимающих нагрузку от возводимого сооружения (рис. 1).

Основание считают *естественным*, если грунты при строительстве на них сооружений не нужно как-либо предварительно улучшать или укреплять. Основание будет *искусственным*, если грунты в естественном их виде не пригодны для восприятия нагрузки от сооружения и их требуется предварительно закрепить, уплотнить или заменить другими более надежными грунтами.

Фундаментом называют конструкцию нижней опорной части сооружения. Фундаменты служат для передачи нагрузки от сооружения основанию. Их проектирование ведут с таким расчетом, чтобы деформации грунтов не достигали размеров, при которых может возникнуть опасность для целостности самого сооружения или какие-либо затруднения в его эксплуатации. Нижнюю опорную поверхность фундамента называют *подошвой*, расстояние до которой от поверхности земли определяет его *глубину заложения* в грунте.

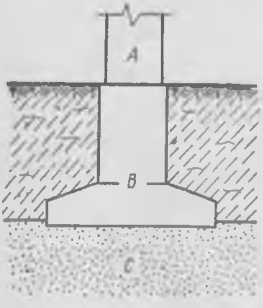

Рис. 1. Схема фундамента в грунте:
A — сооружение; *B* — фундамент; *C* — основание

Содержание курса «Основания и фундаменты» предусматривает изучение: а) свойств грунтов и характера их работы в основаниях сооружений; б) видов и основ проектирования фундаментов, возводимых как на естественном, так и на искусственном основаниях; в) способов устройства фундаментов и их оснований в различных геологических и гидрогеологических условиях.

Влияние ошибок в устройстве оснований и фундаментов на состояние выстроенных сооружений. Проектирование фундаментов ведут на основе данных о видах и свойствах грунтов, слагающих площадку строительства, где учитывают все особенности в характере их залегания и степень обводнения грунтовыми водами. Эти данные получают при инженерно-геологических изысканиях и используют для выбора пласта грунта, пригодного для воспринятия нагрузки от сооружения. При этом стремятся найти такое решение поставленной задачи, при котором конструкции фундаментов получаются наиболее экономичными, а способы их возведения простыми.

Для этого необходимы хорошие знания в области теории грунтов и техники фундаментостроения, умение правильно оценить характер предстоящей работы грунтов под нагрузкой, произвести необходимые их расчеты по деформациям и устойчивости и обеспечить возводимым сооружениям нормальные условия эксплуатации и долговечность. Недостаток же этих знаний и отсутствие должного внимания к решению различных вопросов устройства фундаментов и их оснований являются источником серьезных ошибок, встречающихся на практике, что нередко приводит сооружения к тяжелым катастрофическим последствиям.

В качестве примера можно отметить случай аварии Трансконского элеватора в Канаде (вблизи г. Виннипега). Элеватор был выстроен в 1912 г. и после первого же загружения зерном получил значительные осадку и крен в направлении к западу на 26°50′ (рис. 2). Один край его фундаментной плиты погрузился в грунт на 8,7 *м*, а с противоположной стороны плита поднялась на 1,5 *м*. Кроме того, северная сторона сооружения понизилась по сравнению с южной на 1,2 *м*. Элеватор состоял из 65 железобетонных силосных башен высотой 27,4 *м* и имел вес около 20 000 *Т*, а засыпанная в него пшеница весила 22 000 *Т*. Авария произошла вследствие нарушения

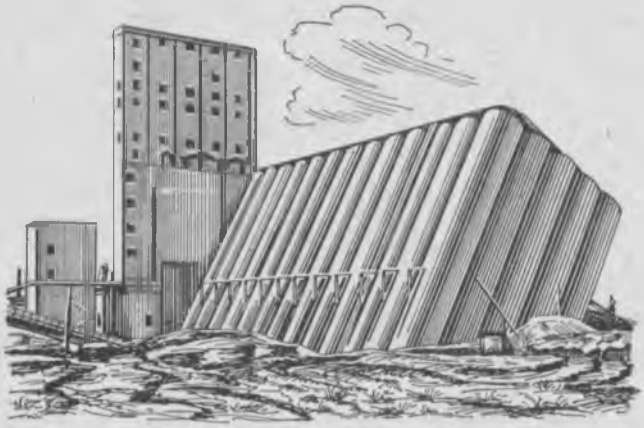

Рис. 2. Авария Трансконского элеватора

устойчивости основания и одностороннего выпирания грунтов. Так как цельность силосного корпуса элеватора не была нарушена, ему удалось возвратить приблизительно вертикальное положение, но при этом подошва сооружения оказалась на 4,2 *м* ниже прежней отметки заложения. Следует отметить, что при подобной аварии элеватора в г. Фарго (США) он полностью разрушился.

Широко известен также случай крупной аварии мельничного здания в Тунисе (Сев. Африка), сооружавшегося в лагуне на насыпных песчаных грунтах (рис. 3). Фундамент здания был устроен в виде сплошной железобетонной плиты, и нагрузка на основание была равна всего лишь 0,4 *кГ/см*². Авария произошла вследствие недостаточной прочности грунтов основания и нарушения их устойчивости. Возможно, что здесь имело место их разжижение от сотрясений или других причин, часто наблюдаемое в недоуплотненных водонасыщенных песках.

Весьма поучительным примером последствий недостаточного внимания к изучению грунтов и оценке условий их залегания явились большие и неравномерные осадки опор арочного железобетон-

ного моста под автомобильную дорогу через реку Казанку, построенного в 1929 г. (рис. 4). Каждая опора моста была возведена на 410 деревянных сваях, забитых в грунт на 8 *м*, но несмотря на это, произошла его авария вследствие возникновения больших и неравномерных осадок. Особенно катастрофической оказалась осадка правой опоры, которая достигла в среднем 1,5 *м*, тогда как хвостовая ее часть, вследствие крена, опустилась на 2,06 *м*.

Главной причиной аварии явилось сжатие слоя торфа мощностью 3,6 *м*, залегающего в основании правой опоры всего лишь на глубине 3 *м* ниже острия забитых свай. При инженерно-геологических исследованиях ввиду недостаточной глубины скважин наличия торфа вовремя не было обнаружено. На величину и характер осадка оказало влияние также давление от веса примыкающей к мосту насыпи, которая у правой опоры имела высоту 18 *м* и была отсыпана не в начале строительства, а после сооружения моста.

Рис. 3. Авария мельничного здания в Тунисе

Другим примером является разрушение висячего моста через р. Мирную, происшедшее в октябре 1957 г. Мост был сооружен американцами в 1942 г. на южном участке срочно строившейся тогда Аляско-Канадской автомобильной магистрали и имел главный подвесной пролет длиной 285 *м*, подвесные боковые пролеты по 142 *м* и береговые пролеты по 41 *м*. Основанием береговых анкерных опор являлись ледниковые отложения ленточных глин и гравия. Мост разрушился вследствие крупного оползня, возникшего на северном берегу и охватившего участок вдоль реки длиной около 300 *м*. Оползневая масса грунта переместилась в сторону реки на 3,6 *м* и увлекла за собой опоры северного берегового пролета. Произошло ослабление кабеля, оборвались тросовые подвески и обрушилось пролетное строение части моста, а вершина пилона отклонилась от вертикали на 3,3 *м*.

На строительстве моста Эржебет через Дунай в Будапеште из-за неучета грунтовых условий при выборе подвесной его конструкции возникли серьезные затруднения с анкеровкой цепей на берегах.

Здесь правобережная опора возводилась на слое мергеля, а левобережная — на твердой глине, в толще которых указанная анкеровка представлялась строителям ненадежной. Тогда было решено большие горизонтальные усилия от натяжения цепей передать грунтам через силы трения. Это вызвало необходимость возведения на берегах очень крупных и тяжелых анкерных массивов (объемом 25 000 $м^3$) для создания требуемой вертикальной нагрузки на основание. Когда мост уже был построен (1900 г.), обнаружилось смещение правобережной опоры в сторону реки, которое, как выяснилось, происходило

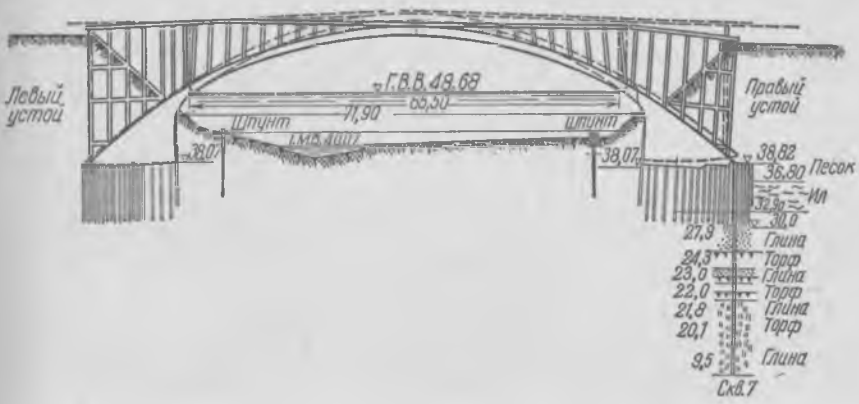

Рис. 4. Деформации арочного моста через р. Казанку

по слою размягченной асфальтовой гидроизоляции, устроенной на высоте 1 *м* от подошвы фундамента, и достигло за год 33 *мм*, не имея тенденции к затуханию. Чтобы оказать противодействие дальнейшему смещению опоры, в ней сделали три вертикальные штольни, которые заполнили кладкой, образующей в плоскости скольжения препятствие в виде каменных шипов. Кроме того, со стороны реки устроили упоры в виде контрфорсов, заложенных в мергель на 8 *м*, а находившиеся на опоре каменные загрузочные массивы разобрали и на их месте сложили новые с чугунным заполнением для увеличения тяжести. В результате перечисленных мероприятий стоимость моста значительно увеличилась, а его строительство было продлено на полтора года.

Аналогичный случай произошел спустя 30 лет на строительстве висячего моста Райхсбрюке в Вене. Здесь предполагалось анкеровку цепей произвести в массивах береговых устоев. Когда устои были заложены, произвели исследование свойств глинистого грунта их основания. Выяснилось, что этот грунт не может воспринять огромные горизонтальные усилия от натяжения цепей. Строители решили эти усилия передать на торцы продольных балок жесткости моста, что потребовало значительного увеличения их поперечных размеров

и веса и вызвало удлинение срока строительства сооружения на один год.

Строителям хорошо известно, что многие виды грунтов при увлажнении становятся слабее, а возведенные на них сооружения подвергаются дополнительным и неравномерным осадкам. В результате этого в стенах зданий появляются трещины, а различные башни, вышки, дымовые трубы и другие высотные сооружения нередко получают опасный крен и могут опрокинуться. Особенно чувствительны к замачиванию макропористые лессовые грунты, обладающие высокой пористостью. Замачивание этих грунтов вызывает часто настолько значительные деформации, что осадки выстроенных сооружений приобретают резко выраженный просадочный характер.

Примеры больших и неравномерных осадок сооружений, явившихся следствием увлажнения грунтов их оснований, весьма многочисленны. Одним из них является осадка домны № 1 комбината «Запорожсталь», возникшая под влиянием замачивания грунтов ее основания атмосферными водами. Домна была построена в 1932—1933 гг. на толще лессовидных суглинков мощностью до 25 *м*, обладающих просадочными свойствами. Ее осадка достигла почти 1,35 *м* и протекала достаточно равномерно.

В качестве другого примера можно отметить крен двух дымовых труб высотой 70 *м*, выстроенных на тех же грунтах в 1932 г. Одна из них была сооружена вместе с четырьмя кауперами на общем фундаменте, который для размещения трубы имел сбоку специальный выступ. Замачивание грунтов произошло вследствие проникания в их толщу воды из находившегося вблизи поглощающего колодца временной компрессорной станции. Вследствие неравномерной осадки возник крен фундамента, который продолжал развиваться, и к середине 1933 г. отклонение центра верхнего сечения трубы от вертикали достигало уже 1 *м*. Крен выправили путем укладки на противоположной стороне фундамента тяжелых грузов. Отклонение центра верхнего сечения второй трубы за это время произошло на 1,4 *м*, но устранить крен посредством одностороннего загружения фундамента не удалось. Пришлось разобрать верхнюю часть кладки трубы и уменьшить ее высоту на 20 *м*, чтобы обеспечить устойчивость сооружению.

При строительстве в 1931—1932 гг. в Оренбурге элеватора у готового сооружения пазухи котлована с трех сторон были своевременно заполнены грунтом. С четвертой стороны, где не было пристроек, пазуха долгое время оставалась открытой, и в нее попадали атмосферные осадки, вызывая одностороннее замачивание грунтов под сооружением. Элеватор получил заметный крен, его осадка с одной стороны оказалась на 17 *см* больше, чем с другой.

Для устранения этого крена строители произвели увлажнение грунтов с противоположной стороны и возвратили элеватору вертикальное положение. Однако следует учесть, что в работах с искусственным замачиванием грунтов необходимы исключительное внима-

ние и осторожность. Здесь всегда таится некоторая доля риска переувлажнить грунты и получить серьезное развитие новых деформаций с образованием опасного крена, но уже в противоположную сторону.

Большие и неравномерные осадки фундаментов возникают также и при строительстве на неоднородных и сильно сжимаемых грунтах. Примеры таких осадок тоже многочисленны. Многие из них, подобно описанному ранее случаю аварии на строительстве моста через р. Казанку, приводят к катастрофическим последствиям.

Рис. 5. Вид падающей башни в Пизе (Италия)

Исключительно редким примером развития значительных неравномерных осадок сооружения является крен «падающей башни» в Пизе (рис. 5). Высота башни 54,5 *м*. Ее строительство велось с 1174 по 1350 гг. с перерывами. Уже тогда были обнаружены большие осадки башни и ее крен в южном направлении, в сторону протекающей вблизи реки Арно. К моменту окончания строительства отклонение верха башни от вертикальной оси составляло 2,1 *м*, а в настоящее время оно достигает уже 4,8 *м* и продолжает медленно увеличиваться. За период с 1918 по 1926 г. внешний край наклоняющейся стороны ее фундамента погрузился в грунт на 8,3 *мм*, что примерно составляет 1 *мм/год*. Башня имеет среднюю осадку порядка 1,5 *м*. Состояние ее равновесия считают близким к предельному. Фундамент башни сложен насухо из каменных блоков и имеет форму кольца внутренним диаметром 4,52 и внешним — 19,5 *м*. Площадь его подошвы равна 282 $м^2$. Вес башни 14 486 *Т* и, следовательно,

нагрузка от нее на основание составляет около 5,1 *кГ/см*². Грунтами основания являются неоднородные аллювиальные отложения. Падающая башня в Пизе представляет один из редких архитектурных памятников средневековой Италии, и к изысканию средств ее спасения от угрозы обрушения в настоящее время прилагается много усилий.

Большой крен имеет известная башня Сюмбеки в Казани, построенная в конце XVII в. Ее отклонение от вертикальной оси в уровне верхнего яруса составляет 1,34 *м*. Причиной крена явилось наличие под одной частью сооружения недостаточно уплотненных насыпных грунтов. Вероятно, сказалась также и разборка после возведения башни примыкавших к ней каменных построек, которые служили ей как бы контрфорсами. За состоянием башни ведут наблюдения. Если установят, что ее крен начинает увеличиваться, приступят к работам по укреплению основания.

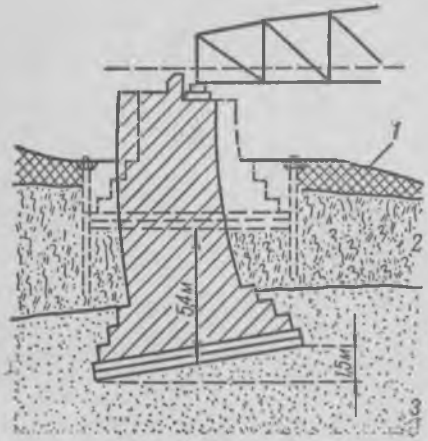

Рис. 6. Пример значительной осадки устоя моста:
1 — перегной; *2* — заболоченный илистый грунт; *3* — мелкий пылеватый песок с ракушками

В дополнение к изложенному отметим еще один очень редкий случай возникновения значительной осадки сооружения, которая наблюдалась при строительстве берегового устоя железнодорожного моста через Орацнику вблизи м. Книн в Далмации (Югославия). Эта осадка, непрерывно возраставшая в ходе строительства, продолжалась 2,5 года и благополучно закончилась. К моменту ее затухания подошва устоя опустилась в среднем на 5,4 *м* ниже предусмотренной проектом отметки заложения и приобрела наклонное положение, вследствие чего ее край с одной стороны оказался выше другого на 1,5 *м* (рис. 6).

Причиной появления такой большой осадки явилось постепенное выдавливание весом возводимой опоры слабых илистых грунтов, продолжавшееся до тех пор, пока устой не осел прочно в нижележащем слое мелкозернистого песка. Искривление же формы устоя объясняется своеобразием условий его возведения путем непрерывного наращивания кладки вслед за ходом все возрастающей осадки. В конечном итоге возведенная опора оказалась достаточно устойчивой, мост достроили и сдали в эксплуатацию.

Главными причинами возникновения аварий большинства сооружений являются, как правило, слабая изученность геологи-

ческих и гидрогеологических условий строительства, ошибочные суждения о несущей способности грунтов и невнимательное отношение к сохранению природного их состояния. Если же выбор строительной площадки производится на основе подробного изучения свойств грунтов и условий их залегания, а при строительстве и последующей эксплуатации сооружений будет проявлено должное внимание к сохранению природного состояния грунтов, то появления тех или иных ошибок, способных создать угрозу возводимым сооружениям, можно избежать.

Краткие исторические сведения

Практическое использование грунтов в качестве оснований началось еще в глубокой древности, когда люди научились строить жилища и стали возводить укрепления для защиты своих поселений от набегов враждебных племен. Эти поселения часто устраивались на свайных помостах в руслах рек, а для сообщения с берегом применялись мостки, которые во время опасности убирали. Сваи и в последующие периоды времени находили применение в строительстве, но их назначение стало иным. Они широко используются и в настоящее время при возведении различных зданий и сооружений.

В древних государствах, возникших за много веков до нашей эры, строились города, крепостные сооружения, а в целях орошения земель и водоснабжения — плотины. Уже тогда встречалось применение примитивных опускных колодцев, высеченных из каменных глыб, а в руслах рек устраивались основания из каменных набросок и сооружались земляные перемычки для ограждения котлованов от воды. Многие из возведенных в древности сооружений, будучи основаны на прочных грунтах, сохранились до наших дней и нередко имели весьма значительные размеры — египетские пирамиды, крупные сооружения античной Греции, Рима, Индии.

В период раннего средневековья, характерной чертой которого являлась экономическая обособленность феодальных поместий и политическая раздробленность государств с частыми междоусобными войнами, развитие строительного искусства пришло в упадок и тормозилось застоем, образовавшимся в науке и технике. Главное внимание светские и духовные феодалы обращали на укрепление своих поместий. Трудом крепостных крестьян создавались укрепленные замки и монастыри, укреплялись города. Однако и здесь так же требовалось умение правильно выбрать в качестве оснований надежные и прочные грунты, особенно при возведении тяжелых и толстостенных башен. Такие башни, располагавшиеся, например, в центральной части замка (донжоны), нередко имели высоту до 30—50 *м*, что создавало большую нагрузку на фундаменты.

В древней Руси в период раннего средневековья основным строительным материалом было дерево. Строительство из камня стало развиваться в X в., и применялся камень главным образом для воз-

ведения укреплений, храмов и монастырей. Известно, например, широкое использование камня при переустройстве в конце X в. киевских укреплений, возведенных на прочных массивных фундаментах, а в XII в.— соборов во Владимире и без него (у р. Нерли), сооруженных в сложных геологических условиях. Камень и кирпич особенно широко применялись в 1485—1495 гг. на строительстве стен Московского Кремля взамен старых деревянных. Аналогичное строительство кремлей и других сооружений из камня и кирпича велось в XVI—XVII вв. во многих русских городах. Примером значительного по размерам (высоте) сооружения того времени является построенный в 1560 г. в Москве Покровский собор (храм Василия Блаженного). Крупным инженерным сооружением являлся Большой каменный мост через Москву-реку, возведенный в 1687 г. и просуществовавший до 1857 г. Многие из построенных тогда зданий и сооружений охраняются как выдающиеся памятники старины, а долговечность их существования в значительной мере связана с возведением на прочных фундаментах и надежных грунтах.

Рассматривая огромный период строительства прошлого, необходимо отметить, что уже начиная с древних времен вопросам устройства фундаментов и выбору для них в качестве основания прочных грунтов всегда придавалось большое значение.

Известный римский архитектор и военный инженер при Юлии Цезаре Витрувий в своих трудах «Десять книг об архитектуре», написанных еще в I в. до н. э., дает ряд практических указаний по устройству фундаментов. Так, он пишет, что «Для фундаментов... надо копать канаву до материка, если можно до него дойти, да и в самом материке, на глубину, соответствующую объему возводимой постройки, и выводить по всему дну самую основательную кладку». Далее он говорит: «Если же нельзя дорыться до материка и земля на месте будет до самой глубины наносной или болотистой, надо это место выкопать, опорожнить и забить ольховыми, или масличными, или дубовыми обожженными сваями и вбить их машинами как можно теснее, а промежутки между ними завалить углем, после чего выложить как можно более основательный фундамент».

Интересно также отметить, что уже тогда встречалось правильное понимание роли ошибок и упущений в строительстве фундаментов, которые приводили возводимые сооружения к тяжелым и катастрофическим последствиям. Например, древнеримский историк Публий Корнелий Тацит (55—120 гг.) говорит:

«Некто Отилий, вольноотпущенник, решившись выстроить в Фиденах амфитеатр для гладиаторских представлений, с одной стороны, не положил фундамента на прочном грунте, с другой, не скрепил прочными связями деревянных стропил...

...Переполненное здание пришло в сотрясение и, обрушиваясь внутри и рассыпаясь наружу, стремглав увлекло с собой и покрыло огромную массу смертных, как смотревших на зрелище, так и стоявших кругом амфитеатра...».

Выдающийся итальянский зодчий Андреа Палладио в своем трактате «Четыре книги об архитектуре», написанном еще в 1570 г., придавал особое значение и вопросам устройства фундаментов на прочном основании. Он писал, что «...из всех ошибок, происходящих на постройке, наиболее пагубны те, которые касаются фундамента, так как они влекут за собой гибель всего здания и исправляются только с величайшим трудом...». Далее он рекомендует закладывать фундаменты в «твердой почве» на глубину, равную одной шестой высоты здания, а в слабых грунтах применять дубовые сваи и забивать их до «хорошей и крепкой земли». Если это невозможно, то применять «сваи длиной в одну восьмую вышины стены и толщиною в двенадцатую долю своей длины» и «ставить их настолько тесно, чтобы между ними не оставалось места для других, и вбивать ударами скорее частыми, чем тяжелыми, для того, чтобы земля под ними плотнее улеглась и лучше держала».

Многие практические указания по вопросам фундаментостроения содержатся также в наших старинных книгах и рукописных трудах. Так, в дошедшем до наших дней оригинальном рукописном труде Григория Махотина — «Книга мемориальная о заводском производстве» (1776 г.) — приводятся практические указания по выбору площадок под строительство заводов и плотин. В ней говорится о важности тщательного осмотра грунтов для обеспечения надежности сопряжения тела плотины с ее основанием и излагаются требования к свойствам глинистых грунтов, используемых в строительстве. В руководстве по гражданской архитектуре для народных училищ, изданном в 1789 г., его автор Иван Лем дает начинающему строителю совет уделять особое внимание устройству фундаментов и их оснований, не жалея на это ни трудов, ни иждивения (т. е. средств).

Следует отметить, что в старинных трудах по строительному делу и архитектуре встречаются лишь практические рекомендации, относящиеся к области фундаментостроения, которые были выработаны на основе многолетнего опыта. Вопросы же теоретического характера тогда не освещались, так как они еще не были разработаны.

При капитализме, когда застой в производительных силах общества сменился постепенным их развитием, достигшем в начале XIX в. высокого уровня в связи с промышленным переворотом, вызванным изобретением паровой машины и железных дорог, стала развиваться крупная машинная индустрия. Расширилось строительство городов, фабрик и заводов, гидротехнических и других сооружений. Продвинулось вперед развитие науки, техники и появились новые крупные изобретения. Были достигнуты успехи также и в области фундаментостроения.

В 1773 г. французский ученый Кулон предложил решение задачи о сопротивлении грунтов сдвигу и их давлении на подпорные стенки, которое не утратило своего значения и до настоящего времени. В 1841 г. французский инженер Триже изобрел кессонный способ

проходки шахт и устройства фундаментов глубокого заложения в водонасыщенных грунтах. Примерно в середине XIX в. был изобретен железобетон, который вскоре нашел применение и в фундаментостроении.

В конце XIX в. появились новые способы производства работ по отрывке котлованов и проходке шахт в обводненных грунтах — строительное водопонижение и искусственное замораживание грунтов. При этом в последнем случае была практически реализована применительно к грунтам идея о возможности искусственного замораживания их с использованием машинного холода, впервые высказанная великим русским ученым М. В. Ломоносовым еще в 1774 г. в его труде «Размышления о причине теплоты и холода».

В России развитие капитализма по сравнению с западными странами запоздало. Но в XIX в., несмотря на это отставание, передовая научно-техническая мысль русских ученых и специалистов находилась на высоком уровне. Своими достижениями они внесли ценный вклад в развитие мировой науки и техники. Многое ими было сделано также и в области фундаментостроения.

В 1801 г. русский академик Н. И. Фусс, изучая колееобразование на грунтовых дорогах, впервые высказал мысль о пропорциональной зависимости деформации грунтов от нагрузки. Он считал, что эти деформации имеют остаточный характер и возникают лишь в пределах площади действия нагрузки. Такое же предложение было сделано и Винклером в 1867 г., который считал деформации грунта упругими и ввел для определения их величины коэффициент пропорциональности, получивший название коэффициента постели. Его метод получил в дальнейшем значительное развитие. Однако в настоящее время его применение резко сократилось в связи с разработкой нашими учеными более совершенной теории расчета фундаментных балок и плит на упругом (линейно деформируемом) основании.

В 1809 г. профессор Московского университета Ф. Ф. Рейсс, пропуская постоянный электрический ток через различные среды, обнаружил перемещение содержащейся в них влаги (миграцию) в сторону отрицательного электрода (катода). Открытие этого явления, получившего название электроосмоса, приобрело в последнее время большое практическое значение. Его теперь успешно применяют при отрывке котлованов в слабо проницаемых грунтах в целях их осушения, а также при электрохимическом закреплении грунтов.

В 1842 г. в Кронштадте в связи со строительством некоторых сооружений на насыпных грунтах впервые были произведены их испытания пробной нагрузкой. Такие же испытания грунтов вскоре были повторены на строительстве в 1857 г. в Петербурге крупного моста через Неву, носящего ныне имя Лейтенанта Шмидта. Кроме того, в России в 60-х годах прошлого столетия появилась также и первая формула для определения глубины заложения фундаментов, предложенная профессором Г. Е. Паукером и имевшая широкое практи-

ческое применение. За рубежом испытания грунтов пробной нагрузкой были проведены Леманом в 1881 г., т. е. почти на 40 лет позднее, чем в нашей стране.

Своим трудом русские ученые и инженеры внесли ценный вклад также и в развитие техники фундаментостроения. В 1899 г. инженер А. Н. Лентовский впервые применил железобетон для устройства потолка рабочей камеры кессона. Этим было положено начало конструированию железобетонных кессонов, появившихся за рубежом, в Германии лишь в 1910 г. В том же 1899 г. киевский инженер А. Э. Страус изобрел и впервые ввел в практику строительства бетонные набивные сваи, устраиваемые в буровых скважинах. Он же предложил и устройство набивных железобетонных свай, где арматура устанавливалась в скважины перед бетонированием. В 1890 г. инженер Е. К. Кнорре разработал тип деревянного кессона оригинальной конструкции, получивший известность под названием русского.

Ценным вкладом в строительную науку явилось опубликование трудов инженера М. С. Волкова «О разведке грунтов земли» в 1835 г. и «Об основаниях каменных зданий» в 1840 г. Придавая большое значение изучению свойств сжимаемости грунтов под нагрузкой, Волков писал:

«Кроме некоторых совершенно несжимаемых грунтов, все прочие способны принять более или менее осадку от давления, перпендикулярного основанию. Совершенно предупредить эту осадку обыкновенно невозможно; впрочем, если осадка небольшая, то она тогда только вредит устойчивости здания, когда бывает неравномерна во всех точках основания; следовательно, особое внимание должно быть обращено на предупреждение неравномерности в осадке и вместе с тем стараться возможно уменьшить ее».

Эти высказывания о неизбежности осадок фундаментов и необходимости предупредить неравномерность их течения в то время являлись новыми и имели важное значение для строителей.

Особое место среди печатных работ того времени занимает опубликованный в 1869 г. труд профессора В. М. Карловича «Основания и фундаменты», который являлся первым ученым трактатом в области данной специальности не только у нас, но и за рубежом.

Известный русский ученый профессор В. И. Курдюмов в опытах на моделях впервые выявил криволинейный характер поверхностей скольжения, образующихся в сыпучих грунтах при вдавливании жесткого фундамента или штампа. Результаты этих исследований были опубликованы в его работе «О сопротивлении естественных оснований» в 1889 г. Необходимо отметить также исследования профессора П. А. Миняева, показавшего еще в 1912—1916 гг. возможность применения теории упругости к расчету напряжений в сыпучих грунтах.

Из зарубежных работ конца XIX в. наиболее ценным является решение задачи о распределении напряжений в упругом полупро-

странстве от действия на его поверхность сосредоточенной силы, которое было предложено французским ученым Буссинеском в 1885 г. Это решение широко используется в механике грунтов при исследовании распределения напряжений в основаниях сооружений.

Исследования песчаных оснований Курдюмова, высказывания Волкова и Карловича о характере сжимаемости грунтов, предложения Фусса по применению линейного закона к расчету местных деформаций грунтов, а также впервые проведенные у нас испытания грунтов статической нагрузкой, появление расчетов глубины заложения фундаментов и предложений по применению теории упругости к определению напряжений в грунтах справедливо можно считать истоками зарождения новой науки — механики грунтов. Формироваться же в самостоятельную дисциплину эта наука начала лишь в 30-х годах текущего столетия с появлением крупных работ, например труда по механике грунтов профессора К. Терцаги (1925 г.).

Особенно интенсивно наука и техника стали развиваться в нашей стране после Великой Октябрьской социалистической революции. Для проведения планомерной научной работы в области фундаментостроения был создан еще в 1929 г. в Государственном научно-экспериментальном институте сооружений в Москве сектор оснований, который затем вошел в состав организованного в 1931 г. Всесоюзного научно-исследовательского института оснований сооружений (ВИОС). Ныне это учреждение носит название Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений и находится в ведении Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства. Его кратко именуют НИИ оснований Госстроя СССР.

Вопросам изучения работы грунтов в основаниях сооружений большое внимание уделяется и в исследованиях, проводимых в различных ведомственных институтах, где организованы соответствующие лаборатории и созданы научные коллективы. Большую научную работу в области фундаментостроения ведут также многие кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов в строительных и транспортных вузах. Успешную работу по обмену опытом в строительстве и фундаментостроении проводит Научно-техническое общество строительной индустрии СССР.

Большой вклад в развитие отечественного фундаментостроения внес выдающийся советский ученый профессор Н. М. Герсеванов. Ему принадлежат важнейшие работы по различным проблемам механики грунтов, опубликованные в его труде «Основы динамики грунтовой массы», вышедшем в свет впервые в 1931 г., в написанном им совместно с Д. Е. Польшиным труде «Теоретические основы механики грунтов и их практические применения», изданном в 1948 г. и в других сочинениях. В 1917 г. Н. М. Герсеванов опубликовал формулу для определения сопротивления свай по результатам динамических испытаний, имеющую более глубокое теоретическое обоснование по сравнению с формулами ряда других авторов. Он

впервые высказал также соображения о целесообразности перехода к расчету по допускаемым осадкам вместо расчета по допускаемым нагрузкам.

Многое в развитии советского фундаментостроения сделал крупнейший специалист в этой области профессор В. К. Дмоховский. Он принимал большое участие в качестве консультанта в разработке различных сложных вопросов устройства фундаментов и их оснований для многочисленных крупных сооружений, возводившихся в годы первых пятилеток в разных районах нашей страны. Своими глубоко обоснованными решениями по самым разнообразным вопросам фундаментостроения он нередко способствовал сокращению сроков строительства и экономии средств. В. К. Дмоховский известен также своими трудами в области изучения сопротивления свай, анализа причин аварий сооружений и работами по упрочнению грунтов. Им написан ряд учебников и пособий для строительных и транспортных вузов.

В развитии науки о грунтах также широко известны работы профессора Г. И. Покровского, который впервые применил статистический метод к решению задач по механике грунтов и опубликовал в 1933 г. формулу для расчета «вековой» осадки сооружений, опередив на три года появление аналогичной формулы в США, полученной эмпирическим путем. Г. И. Покровский известен также своими практическими работами по центробежному моделированию для решения различных инженерных задач, выполнявшихся совместно с профессором И. С. Федоровым. Наиболее капитальный его труд «Исследования по физике грунтов» был издан в 1937 г.

Большой заслугой советских ученых является создание теории расчета конструкций, покоящихся на грунте, рассматриваемом как линейно деформируемая среда, основным положением которой является учет совместной работы грунта и возводимого на нем фундамента. Эта теория была использована при проектировании фундаментов высотных зданий, возводившихся в Москве, в расчете оснований крупных гидротехнических сооружений и многих других случаях. Впервые задача о расчете балок на упругом основании была у нас поставлена и частично решена Г. Э. Проктором еще в 1922 г.* За рубежом аналогичными исследованиями занимался тогда Вигардт. Им было исследовано несколько частных случаев балок ограниченной длины. Однако для решения он ввел некоторые произвольные допущения и, естественно, не получил правильных результатов.

Применение П. А. Миняевым теории упругости к определению напряжений в грунтах получило дальнейшее развитие в трудах многих советских ученых. Выдающимся вкладом в науку здесь явилось решение задачи о расчете прочности естественных оснований, впервые предложенное проф. Н. П. Пузыревским в 1923г. **

---

* Г. Э. Проктор. Об изгибе балок, лежащих на сплошном упругом основании, без гипотезы Винклера — Циммермана. Рукопись дипломной работы в Ленинградском технологическом институте, 1922.

** Н. П. Пузыревский. Расчеты фундаментов. Литогр. издание, 1923.

В области динамики фундаментов и оснований, успешное развитие которой обязано в значительной мере трудам советских ученых, выдающийся вклад внес профессор Н. П. Павлюк. Он впервые поставил задачу о колебаниях твердого тела на упругом основании и опубликовал ее решение в 1929 г., которое явилось теоретической базой дальнейшего развития расчетов фундаментов под машины на вибрацию *.

Изучение свойств вечной мерзлоты и ее распространения на территории нашей Родины, начатое еще при Петре I Российской академией наук, наиболее плодотворно развернулось в годы Советской власти. Трудами В. А. Обручева, М. И. Сумгина, Н. А. Цытовича и других ученых была создана новая наука — мерзлотоведение. Многое сделано у нас также в области строительства на просадочных лессовых грунтах, в сейсмических районах и в других особых условиях.

Изложенное далеко не исчерпывает всей огромной работы в области фундаментостроения и механики грунтов, проведенной нашими учеными за годы Советской власти. Созданные ими выдающиеся работы значительно продвинули вперед развитие этой отрасли технических знаний.

В области общих вопросов фундаментостроения и строительства на слабых грунтах широко известны труды, в том числе и учебники Б. Д. Васильева. Вопросам уплотнения земляных масс посвящены исследования В. А. Флорина. Ему принадлежит также создание капитального труда «Основы механики грунтов», изданного в двух томах в 1959 и 1961 гг. Заслуга же создания первого в нашей стране курса по этой дисциплине, вышедшего в свет еще в 1934 г., принадлежит Н. А. Цытовичу, которым совместно с М. И. Сумгиным был написан также труд «Основания механики мерзлых грунтов», изданный в 1937 г. Разработке теории предельного равновесия грунтов посвящен труд В. В. Соколовского «Статика сыпучей среды», первое издание которого было выпущено в свет в 1942 г. Исследования напряженного состояния и деформаций в грунтах, где учитывается дискретность их строения (раздробленность на мелкие частицы), излагаются в трудах И. И. Кандаурова.

Большие успехи достигнуты также в развитии советской техники фундаментостроения.

В НИИ оснований Госстроя СССР под руководством Д. Д. Баркана разработан вибрационный метод погружения свай, шпунта и труб в грунты. Впервые его применили в 1949—1950 гг. для погружения стального шпунта при сооружении ячеистой перемычки на строительстве Горьковской гидроэлектростанции на Волге.

Группой специалистов Министерства транспортного строительства СССР под руководством К. С. Силина разработана новая технология

* Н. П. Павлюк. О расчете фундаментов под машины. Бюллетень Гипромеза № 7 и 8, 1929 (см. также «О колебаниях твердого тела, опирающегося на упругое основание». Сб. «Вибрации фундаментов». ОНТИ, 1933).

возведения фундаментов глубокого заложения из сборных железобетонных оболочек. Эти оболочки стали собирать в процессе погружения путем наращивания, что оказалось весьма прогрессивным и обеспечило возможность их применения также для сооружения опор большого диаметра (до 6 *м*). Начиная с 1950 г. указанные оболочки стали широко применять в мостостроении взамен кессонов. Они нашли применение также и в практике строительства морских портовых сооружений.

Для строительства в районах вечной мерзлоты разработаны рациональные конструкции свайных фундаментов и достигнуто широкое их внедрение в практику возведения различных жилых и производственных зданий. Многолетний опыт применения свай на вечной мерзлоте показал надежность этого типа фундаментов, обеспечивших нормальную эксплуатацию возведенных сооружений и хорошую их сохранность.

В связи с широко развернутым у нас крупным гидротехническим строительством значительное развитие достигнуто в технике искусственного понижения уровня грунтовых вод, применяемого для осушения грунтов при отрывке глубоких котлованов. На этих работах уже давно находят широкое комплексное применение различные водопонизительные средства. В их числе одновременно применяются и глубокие колодцы большого диаметра и малые колодцы — иглофильтры, используемые нередко в сочетании с электроосмосом для осушения грунтов, трудно отдающих воду.

Большие успехи достигнуты также в искусственном замораживании грунтов. Наиболее сложным примером применения этого способа работ явилось устройство в 1949 г. перемычки из замороженного грунта для ограждения глубокого котлована. Его отрывка производилась в связи с строительством второго вестибюля станции «Лермонтовская» Московского метрополитена имени В. И. Ленина. Стенка этой перемычки рассматривалась как несущая конструкция, находящаяся под воздействием одностороннего давления грунта и воды в условиях, когда на обрезе котлована возводилась высотная часть нового здания Министерства путей сообщения СССР.

Наконец, выдающимся достижением советской науки и техники является сооружение в Москве высочайшей в мире Останкинской телевизионной башни, строительство которой было окончено в 1967 г. Это уникальное железобетонное сооружение, увенчанное металлической антенной, имеет общую высоту 533,3 *м* и весит более 32 000 *т*. Оно возведено на монолитном железобетонном фундаменте, который имеет в плане вид кольцевой ленты шириной 9,5 *м*. Снаружи фундаменту придана форма правильного десятиугольника, вписанного в окружность диаметром 74 *м*. Высота фундамента 3,5 *м*, и опирается он своей подошвой на мощный пласт очень плотных моренных суглинков.

Осадка башни незначительная. За период строительства и последующий двухлетний срок эксплуатации она достигла величины,

равной всего лишь 4 *см*. В расчете на воздействие ветровой нагрузки башня имеет двукратный запас прочности и шестикратный в устойчивости на опрокидывание. Башня сооружалась по проекту, разработанному под руководством Н. В. Никитина.

Изложенное указывает, что фундаментостроение в нашей стране уже давно успешно развивается как одна из ведущих отраслей строительного дела. Характерной его особенностью является путь широко развернутых научных исследований, предпринимаемых для решения ряда важных задач, возникающих в практике капитального строительства. Многие из крупных достижений наших ученых и специалистов широко известны не только у нас, но и за рубежом, а наиболее выдающиеся из них отмечены присуждением Ленинских и Государственных премий СССР.

Основные задачи в области дальнейшего развития советского фундаментостроения

В условиях широко развернутого в нашей стране капитального строительства требования к всемерному сокращению его сроков, снижению стоимости и повышению качества имеют исключительно важное значение. Особое внимание здесь придается вопросам повышения эффективности капиталовложений и своевременному вводу в эксплуатацию различных объектов строительства. Решение этих больших задач тесно связано с дальнейшим совершенствованием процесса строительного производства на основе использования новейших достижений науки, техники и передового опыта новаторов. Многие большие задачи стоят здесь также и в области дальнейшего развития отечественного фундаментостроения.

Возведение фундаментов, являясь одной из наиболее трудоемких частей каждого сооружения, связано с затратой больших средств и времени. Их стоимость составляет примерно 6÷8% и заметно повышается в сложных грунтовых условиях, достигая в наиболее неблагоприятных случаях 15÷20% от стоимости всего строительства. На фундаменты в современных условиях в нашей стране затрачиваются многие миллиарды рублей. Поэтому все усилия, направленные на совершенствование методов их проектирования и строительства, имеют огромное значение.

В нашей стране, в связи с интенсивным развитием индустриальных методов строительства, широкое применение получили сборные фундаменты, которые в гражданском строительстве почти полностью вытеснили монолитные их конструкции. Кроме сборных фундаментов в последнее время нашли применение в массовом жилищном строительстве также и свайные фундаменты, а в мостостроении — фундаменты из тонкостенных сборных железобетонных оболочек.

Однако сборные фундаменты еще недостаточно внедряются в промышленное строительство, в основном из-за трудности осуществить типизацию проектов и унификацию сборных элементов.

Необходимо усилить разработку конструкций сборных фундаментов для строительства различных промышленных зданий. Следует также усилить и разработку рациональных индустриальных конструкций фундаментов для сельского строительства, развитию которого в настоящее время уделяется большое внимание.

Важнейшей задачей дальнейшего развития методов возведения фундаментов является всемерное сокращение сроков производства работ нулевого цикла и снижения их стоимости. В этих целях необходимо всемерно развивать существующие индустриальные способы ведения работ по их устройству и продолжать изыскания и разработку новых скоростных методов устройства фундаментов. Необходимо также развивать и совершенствовать эффективные способы закрепления и упрочнения грунтов для повышения их несущей способности, устранения просадочных свойств в лессовых породах, борьбы с оползневыми явлениями и т. д.

В настоящее время интенсивно развивается промышленное, гидротехническое и жилищное строительство во многих районах восточнее Урала, обладающих неисчислимыми природными богатствами, сырьевыми ресурсами и энергетическими источниками. Для большинства этих районов характерны суровые климатические условия, распространение на значительных территориях пучинистых и глубокопромерзающих грунтов, наличие вечной мерзлоты. Поэтому проектирование и строительство фундаментов здесь ведется с учетом местных особенностей указанных районов. Например, по опыту норильских строителей, наиболее эффективным и индустриальным оказался тип свайных фундаментов, заделываемых нижним концом в толщу вечномерзлых грунтов. Необходимо и далее совершенствовать конструкции фундаментов, которые наилучшим образом отвечали бы особым условиям указанных районов, и развивать методику их проектирования и способы строительства.

Разработка и внедрение новых типов фундаментов и прогрессивных способов их устройства тесно связаны с дальнейшим развитием теории механики грунтов, являющейся научной базой фундаментостроения. Особое внимание здесь следует уделять углубленным исследованиям совместной работы грунта и сооружения и дальнейшему совершенствованию методов расчета оснований по предельным состояниям. Это дает возможность полнее использовать несущую способность грунтов и достигнуть экономии средств, расходуемых на устройство оснований и фундаментов. При исследованиях деформативных свойств грунтов необходимо найти такую их модель, которая позволила бы получать в расчетах результаты, наилучшим образом отвечающие данным натурных наблюдений за выстроенными сооружениями.

Кроме развития общетеоретических вопросов механики грунтов необходимо разрабатывать и простые инженерные методы расчета оснований и различных фундаментных конструкций, а также проводить научные исследования для разрешения сложных вопросов,

возникающих на практике, для обоснования принятых конструктивных решений и методов производства работ.

Особенно форсированно должны производиться исследования, дающие возможность найти новые прогрессивные формы устройства фундаментов и их оснований и обеспечить быстрое их внедрение в практику.

Большое значение имеет углубление исследований прочностных и других строительных свойств грунтов отдельных регионов (областей), характерных для местных условий их распространения. Необходимо также расширить разработку различных указаний и норм на строительство фундаментов в районах распространения грунтов, обладающих особыми свойствами (просадочные, набухающие и т. д.).

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ

Глава I

ВИДЫ ГРУНТОВ И ГЛАВНЕЙШИЕ ИХ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

§ 1. Основные виды грунтов

Грунтами называют горные породы, залегающие в верхних слоях земной коры и используемые в строительстве. Грунты в строительных целях подразделяют на скальные, крупнообломочные, песчаные и глинистые (глины, суглинки и супеси).

Скальные грунты. К скальным относят грунты, имеющие жесткую связь между зернами минералов, слагающих данную породу. В зависимости от природы этой связи скальные грунты подразделяют на спаянные и сцементированные. В спаянных скальных грунтах эта связь осуществляется непосредственно между взаимно проросшими зернами минералов, а в сцементированных частицы породы соединяются посредством твердого минерального вещества — естественного цемента, образование которого является вторичным по отношению к образованию самих частиц.

По происхождению горные породы, именуемые в фундаментостроении скальными грунтами, подразделяют на изверженные (гранит, сиенит, диорит, базальт, диабаз и т. п.), осадочные (песчаник, известняк, доломит, гипс, ангидрит, каменная соль и др.) и метаморфические (кварцит, мрамор, гнейс, глинистые сланцы и пр.).

Сцементированные скальные грунты, как правило, значительно слабее спаянных, а их прочность зависит от вида цемента и типа цементации. Самым прочным будет кремнистый цемент, менее прочным — известковистый, затем идут железистый, гипсовый и самым слабым является глинистый. Цементация будет прочнее, если цемент является средой, в которую погружены связываемые им частицы. Она окажется слабее, если цемент связывает частицы лишь в местах их контакта.

О прочности скальных грунтов судят по временному их сопротивлению сжатию, определяемому в насыщенном водой состоянии.

Особое внимание обращают на способность скальных грунтов растворяться (гипсы и загипсованные породы) или размягчаться в воде (некоторые виды глинистых сланцев и песчаников). При этом к размягчаемым относят скальные грунты, у которых отношение пределов прочности при сжатии в водонасыщенном и воздушносухом состояниях менее 0,75.

Скальные грунты при достаточной мощности слоя (обычно не менее 1÷1,5 *м*) представляют собой наиболее устойчивое и прочное основание. Особенно прочной является монолитная скала без трещин, карстовых полостей и других нарушений. Однако для многих видов сооружений вполне пригодна и трещиноватая разборная скала. Только при этом необходимо наиболее крупные трещины и полости заделать кладкой, а поверхность основания выровнять бетоном.

Непригодными в качестве оснований считают гипсы, ангидриты и другие легко растворимые породы, если они находятся под воздействием воды. В некоторых случаях не вполне надежными могут оказаться также известняки и доломиты, если они содержат в себе трещины и полости, заполненные текущей водой. При строительстве на таких грунтах необходимо их укреплять цементацией или другим аналогичным способом, что является работой достаточно дорогой и сложной.

Крупнообломочные грунты. Крупнообломочными называют грунты, в которых преобладают обломки горных пород размерами свыше 2 *мм* в поперечнике. К ним относят валунные и каменистые, галечные и щебенистые, гравийные и дресвяные грунты.

Крупнообломочные грунты, если они хорошо уплотнены и по условиям залегания не вызывают сомнений в их устойчивости на скольжение, являются надежным основанием для многих сооружений. Однако такие крупнообломочные грунты, как каменные осыпи, обычно непригодны для использования в качестве оснований вследствие неустойчивости их на склонах. Кроме того, они крайне неоднородны по крупности и слабо уплотнены.

Со значительной неоднородностью приходится считаться и при использовании в качестве оснований ледниковых и аллювиальных гравийных отложений. Эти отложения часто бывают загрязнены глинистыми, суглинистыми и мергелистыми примесями, а иногда разделены прослойками глины и суглинка.

Прочность крупнообломочных грунтов, содержащих такие примеси, существенно уменьшается, и нужна особая осторожность при проектировании оснований, если эти прослойки залегают наклонно и могут образовать поверхности скольжения. Вообще же гравелистый грунт, если он свободен от примесей и залегает равномерно уплотненным слоем достаточной мощности, является хорошим основанием.

Песчаные грунты. В отличие от крупнообломочных грунтов пески представляют собой отложения более мелких частиц, именуе-

мых песчаными, крупность зерен которых колеблется в пределах 2÷0,05 *мм*. Пески состоят преимущественно из зерен кварца. Но в них могут находиться также частицы полевого шпата, слюды, роговой обманки и других минералов, входивших ранее в состав разрушившихся горных пород. Большинство мелкозернистых песков относится к кварцевым. По своим свойствам пески приближаются к сыпучим телам, при разработке котлованов требуют креплений.

В составе песчаных грунтов почти всегда содержится некоторое количество пылеватых частиц крупностью от 0,05 до 0,005 *мм*. Пылеватые частицы по минералогическому составу близки к песчаным и являются лишь более мелкой фракцией продуктов механического разрушения тех же материнских пород. Иногда в песках содержатся и более мелкие частицы размером в поперечнике менее 0,005 *мм*, именуемые глинистыми. Однако содержание этих частиц не превышает 3% от общего состава грунта по весу. В песках нередко содержатся примеси различных окислов железа, которые придают им красноватую или бурую окраску.

По условиям образования пески разделяют на морские, характеризующиеся обычно тонкозернистым составом, аллювиальные, носящие характер отсортированных слоистых отложений, ледниковые, представляющие собой грубый неотсортированный или плохо отсортированный разнозернистый материал, и эолового происхождения — мелкие и тонкозернистые хорошо отсортированные пески дюн и барханов.

Пески, оставшиеся на месте первичного раздробления материнской горной породы, образуют песчаные осыпи и россыпи, а их скопления в лощинах и оврагах — отложения овражных песков. Этот вид песков характеризуется разнообразным составом частиц, имеющих к тому же неправильную форму и остроугольные края.

Пески, залегающие равномерно уплотненным слоем достаточной мощности, являются хорошим основанием для многих видов сооружений. Чем крупнее песок, тем большую нагрузку он может воспринять.

Насыпные слои песков могут служить основанием лишь в тех случаях, когда они предварительно хорошо уплотнены.

При отрывке котлованов в водонасыщенных песках необходимо соблюдать осторожность и принимать меры, исключающие возможность разрыхления грунта при разработке. Такое разрыхление происходит под влиянием выходящих фильтрационных токов воды.

Особенно легкой подвижностью отличаются водонасыщенные тонкозернистые иловатые и слюдистые пески, богатые содержанием коллоидов. В природном состоянии эти пески могут обладать заметной прочностью, но при извлечении наружу растекаются в бесформенную массу. Выемки в таком грунте легко заплывают, так как вода (вследствие слабой проницаемости указанных песков) из него почти не выделяется и течет вместе с ним. Поэтому такие пески на-

зывают п л ы в у н а м и. Плывунами могут быть богатые слюдой пылеватые морские пески, эоловые пески и аллювиальные — особенно старичные (иловатые) пески.

Плывуны вследствие наличия в них коллоидов при высыхании приобретают связность, а при взбалтывании в воде образуют суспензии. Они легко разжижаются при динамической нагрузке, что связано с проявлением тиксотропных * свойств грунта.

В тиксотропном грунте при сотрясениях нарушаются структурные связи между частицами, обусловленные наличием в нем коллоидов, и он обращается в жидкость. Когда течение грунта прекращается, указанные связи в процессе теплового движения тончайших коллоидных частиц восстанавливаются, и он вновь загустевает. Такое разжижение тиксотропного грунта при повторных встряхиваниях может повторяться сколько угодно раз. Поэтому плывуны могут служить основанием сооружений в том случае, если исключена возможность нарушения их структуры.

Достаточно легкая подвижность грунта, возникающая под влиянием фильтрационных токов воды, также наблюдается иногда и в мелкозернистых чистых песках. Их нередко тоже относят к плывунам. Однако в сравнении с истинными плывунами эти пески значительно легче поддаются осушению, и наблюдаемая в них подвижка прекращается. Такие пески называют ложными плывунами, или псевдоплывунами. Их разжижение не связано с проявлением тиксотропных свойств грунта.

Глинистые грунты. Такие грунты относят к обломочно-химическим образованиям. В них, кроме зерен первичных минералов, представленных песчаными и пылеватыми частицами, содержатся в достаточно большом количестве глинистые частицы, имеющие обычно пластинчатую и реже игольчатую форму и характеризуемые весьма малыми поперечными размерами (менее 0,005 *мм*). Глинистые частицы представляют собой в основном вторичные минералы, образовавшиеся в результате химического выветривания первичных минералов. Для глинистых грунтов характерным является набухание при увлажнении и затвердевание при высыхании, что связано с проявлением свойств содержащихся в них коллоидов.

По происхождению глинистые грунты подразделяют на остаточные, образовавшиеся в результате накопления глинистых продуктов выветривания на месте распада горной породы, и осадочные, возникшие вследствие переноса этих продуктов и их отложения в другом месте.

По виду глинистых минералов глинистые грунты делят на каолинитовую, иллитовую (гидрослюдистую) и монтмориллонитовую группы. Глинистые частицы монтомориллонита мельче, чем частицы иллита и каолинита.

---

* От греч. тиксис — прикосновение, ропис — изменение; тиксотропия — неустойчивость при сотрясениях.

Глинистые минералы каолинитовой группы, типичные для континентальных, преимущественно пресноводных отложений, имеют весьма устойчивую жесткую прочно связанную кристаллическую решетку и почти не набухают.

Глинистые минералы иллитовой группы, типичные для континентальных и морских отложений областей с холодным и умеренно теплым климатом, преобладают в четвертичных ледниковых отложениях, в том числе и в ленточных глинах, и широко распространены среди современных илистых осадков северных морей. Особенностью этих глин является незначительная набухаемость.

Глинистые минералы монтмориллонитовой группы наиболее характерны для морских и континентальных отложений соленых озер, но могут появляться также и на суше как результат раздробления и измельчения основных магматических пород и протекания в них физико-химических процессов.

Минералы монтмориллонитовой группы имеют подвижную кристаллическую решетку, способную легко раздвигаться при проникновении молекул воды. Некоторые разновидности этих глин (например, бентонит) сильно набухают при погружении в воду.

Глины различного геологического возраста имеют разную плотность и прочность межчастичных связей. Глины древнего возраста прочнее образовавшихся в более поздние периоды. Однако возможны случаи, когда породы одинакового геологического возраста оказываются различными по своим свойствам, если условия их образования были неодинаковыми. Бывают также случаи, когда нижерасположенные и более ранние по возрасту глинистые грунты оказываются вследствие быстрого образования структурных связей менее уплотненными, чем залегающие в верхних слоях, где эти связи имели меньшее значение.

Некоторые морские глины при вскрытии быстро выветриваются под влиянием воздействия атмосферного воздуха. Отложения, образовавшиеся в условиях полузасушливого климата при недостатке влаги, оказываются часто неводостойкими.

Валунные глины и суглинки образовались в результате переноса, переработки и отложения обломочного материала разрушенных горных пород ледниками. Эти отложения, получившие название морен, представляют собой неотсортированный неслоистый материал и являются механической смесью глины, главным образом мергелистой, песчаных и гравелистых частиц и валунов разной крупности. Они распространены на огромных пространствах северо-западной и средней части Русской равнины, занимая до 3/4 ее площади. Наибольшей мощности моренные отложения (до 100 *м* и более) достигают в Ленинградской, Псковской, Калининской областях, в Прибалтике и на севере Белоруссии. К югу мощность этих отложений постепенно сокращается.

Морена имеет обычно серый, бурый или красновато-бурый цвет. Встречаются также морены черного цвета, если их образование

связано с переработкой ледниками черных слюдистых глин мелового и юрского периодов. Подвергаясь в прошлом воздействию больших давлений от веса ледниковых толщ, моренные отложения приобрели значительную плотность и, как правило, представляют хорошее и надежное основание для различных сооружений и зданий. Например, на плотных моренных суглинках, подстилаемых подморенными супесями, аптскими песками и другими плотными грунтами, имеющими общую мощность отложений около 100 *м*, залегающих на слое известняка, выстроено высотное здание Московского государственного университета имени М. В. Ломоносова.

Ленточные глины относятся к озерно-ледниковым отложениям и образовались в результате осаждения в приледниковых озерах частиц, выносимых ледниковыми водами. Они встречаются во многих северных районах и особенно распространены в Прибалтике, Ленинградской области, на Кольском полуострове, Большеземельной тундре и Чукотке. Для этих глин характерна слоистость, образуемая чередованием отложений более светлого летнего осадка песчаных и пылеватых частиц с зимним более темным по цвету осадком глинистых частиц.

В отличие от моренных отложений, ленточные глины недостаточно уплотнены и под нагрузкой от сооружений могут давать большие и неравномерные осадки. Поэтому ленточные глины чаще относят к слабым грунтам. Они сравнительно проницаемы для воды, особенно по направлению содержащихся в них песчаных прослоек. В условиях насыщения водой обнаруживают склонность к текучести.

Лёссовые грунты (лёссы, лёссовидные суглинки) также относятся к группе глинистых грунтов, образуя особую разновидность, отличающуюся рядом характерных свойств. В них преобладают пылеватые частицы (0,05—0,005 *мм*), количество которых может достигать 50% и более, а у лёссов оно иногда составляет даже 70—90%.

Лёссовые грунты встречаются во многих южных и юговосточных районах Особенно они распространены на Украине, в Центральном черноземном районе, в Средней Азии и Казахстане.

Лёсс представляет собой однородную тонкозернистую, обычно неслоистую и весьма пористую породу желтовато-палевого цвета, состоящую преимущественно из мельчайших частиц кварца, полевого шпата, слюды и примесей глинистых частиц, гидратов окиси железа и других минералов.

Лёссы, особенно эолового происхождения, относительно богаты (до 10—25% и более) известью, гипсом и другими солями, многие из которых легко растворяются в воде. Известь в лёссах встречается не только в виде цементирующих пленок, но и в виде округлых включений или конкреций, называемых «журавчиками».

Характерной особенностью лёссов является наличие в них крупных, видимых глазом пор, или макропор, имеющих вид ячеек и вертикальных канальцев. В строительной литературе эти грунты часто

называют макропористыми. Количество макропор нередко достигает 1/3 и более от общего объема пор. По ним вода может легко проникать в глубь толщи грунта.

Вследствие неводостойкости связей между частицами лёссы при увлажнении легко размокают и дают большие и неравномерные осадки, носящие часто просадочный характер, что вызывает серьезные деформации и аварийное состояние выстроенных на таких грунтах сооружений.

Лёссовидные суглинки сходны по свойствам с лёссами, но в сравнении с ними они грубее на ощупь и содержат большее количество песчаных и глинистых частиц. Они менее пористы и меньше размокают. Просадочные свойства в них проявляются слабее, а в некоторых случаях вовсе отсутствуют. Лёссовидные суглинки бывают палево-желтого, желтого и коричневого цвета. Как и лёссы, они обычно неслоисты.

Кроме лёссов, просадочными свойствами при замачивании обладают и некоторые другие виды глинистых грунтов. Примером таких грунтов могут служить покровные делювиальные суглинки, распространенные на возвышенностях в районе между Поволжьем и Южным Уралом, носящие название сырты *.

И л ы — начальная стадия формирования осадочных глинистых образований. Илы представляют собой тонкозернистый микроструктурный осадок водных бассейнов, почти не затронутый процессами диагенеза (превращения осадка в горную породу). В естественных условиях илы обычно находятся в текучем состоянии, при высушивании затвердевают.

Различают илы морские и континентальные — озерные и речные (последние преимущественно среди пойменных и старичных отложений). По гранулометрическому составу илы близки к глинам, но часто встречаются илистые грунты, богатые содержанием органических веществ (до 10% и более), которые придают им серую окраску и специфический запах.

Илы обладают исключительно высокой пористостью и ничтожным сопротивлением давлению, а потому для использования в качестве естественного основания они обычно не пригодны. Для илов характерно также и незначительное сопротивление сил трения, что затрудняет применение в них свайных фундаментов. К отрицательным качествам многих илов относится наличие в них органических (гуминовых) кислот, вредно действующих на бетон сооружений и фундаменты.

При строительстве на илистых грунтах применяют песчаные подушки и вертикальные дрены, которые облегчают отвод воды из толщи основания при его сжатии. Подушку устраивают значительной ширины, превышающей не менее чем в 2 раза ширину подошвы

---

* Сырт — возвышенность (тюркское).

фундамента. При этом ее отсыпку, как показали исследования Д. Е. Польшина, следует вести равномерно по всей поверхности основания и тонкими слоями с выдержкой времени, необходимого для полного затухания фильтрационных осадок. При быстром приложении нагрузки может произойти лавинное нарушение связей между частицами, так как эти связи слабые, а илы к тому же обладают тиксотропными свойствами и могут легко разжижаться. В таких условиях осадки возводимого сооружения могут оказаться весьма значительными и приобрести катастрофический провальный характер.

В качестве примера, иллюстрирующего влияние способа загружения основания на осадку возводимого сооружения, можно привести строительство на илистых грунтах волнолома в Специи (Италия), начатое в 1862 г. Волнолом был сооружен из каменной наброски. Его осадка оказалась настолько большой, что наброску камня приходилось периодически наращивать. В результате этого за 50 лет осадка волнолома достигла 18 *м*.

В 1912 г. было начато строительство нового участка волнолома. Испытания пробной нагрузкой показали, что глубинные слои илистого грунта имеют сопротивление, примерно равное 0,5 *кГ/см*^{2}. Чтобы избежать больших осадок, верхний слой разжиженного грунта удалили на глубину от 2,1 до 4,8 *м* землечерпанием и заменили равномерно отсыпанной песчаной подушкой, предложенной инженером Барбери, на которой затем была устроена каменная наброска. В конце строительства осадка волнолома составила 51 *см*, а 9 лет спустя она достигла 81 *см*. Аналогичный прием был успешно применен при стротельстве волноломов в портах Вальпарайзо (Чили) и Кобе (Япония).

Засоленные грунты. Глинистые грунты, подвергшиеся в условиях засушливого климата засолению, образуют *солончаки*. Они распространены в Средней Азии, Казахстане, Поволжье (главным образом в Прикаспии) и в Закавказье. Солончаки богаты солями глауберовой и хлористых соединений натрия, магния и кальция. На древних террасах и других возвышенностях рельефа встречаются также *солонцы* являющиеся (по К. К. Гедройцу) продуктом рассоления натриевых солончаков.

Засоление грунтов обычно распространяется на глубину лишь почвенного слоя, проходка которого при устройстве фундаментов почти всегда обеспечивается. Поэтому строительство на засоленных грунтах, как правило, особых затруднений не вызывает. Однако если эти грунты увлажнены, необходимо определить степень агрессивности содержащихся в них водных растворов и, если необходимо, принять меры к защите бетона кладки фундаментов и сооружений от возможных разрушений.

Растительные грунты. Грунты, богатые содержанием различных растительных веществ и их остатков в виде перегноя, называют растительными. Примерами таких грунтов являются многие виды

современных почв, почвенные слои, погребенные в толще континентальных отложений, а также торф и заторфованные грунты.

Поверхностные почвенные слои распространяются на незначительную глубину и практически при отрывке котлованов под фундаменты всегда проходятся. Погребенные почвы, находившиеся в течение длительного времени под нагрузкой от вышележащих слоев грунтов, обычно достаточно уплотнены. По содержанию органических веществ они беднее современных почв, так как под влиянием физико-химических воздействий количество этих веществ в них сократилось. Наличие погребенных почв в толще основания обычно не является серьезным препятствием к возведению сооружений.

Торф является продуктом разложения растений под водой при малом доступе воздуха, отличается легкой горючестью, а также значительной и неравномерной сжимаемостью, а потому он не пригоден в качестве основания для сооружений. Основанием не могут служить также минеральные торфяные грунты с большим содержанием органических веществ.

Возможность строительства на торфянистых грунтах решается в каждом случае самостоятельно и ограничивается обычно возведением лишь небольших временных сооружений на основе специальных проектов, предусматривающих устройство легких опор с сильно развитой подошвой.

Насыпные грунты. Такие грунты появились главным образом в результате деятельности человека и в наибольшей мере распространены на территориях городов и в районах промышленных производств. Они состоят из насыпей и отвалов грунтов естественного происхождения, полученных при отрывке котлованов, проходке шахт, устройстве подземных выработок или выполнении планировочных работ, а также из отходов различных производств и свалок строительного мусора и бытовых отбросов. Образовались насыпные грунты при засыпке старых прудов, заброшенных карьеров, различных оврагов, а также на площадях устройства насыпей и планировочных подсыпок.

К насыпным относят также толщи переработанных грунтов, которые образовались в городах в результате многовековой деятельности населения. Такие грунты называют «культурным слоем». В них нередко встречаются остатки старых фундаментов, свай, нижних венцов деревянных зданий, погребенные мостовые и другие предметы. Толщина культурного слоя иногда может быть весьма значительной. Так, в пределах Москвы, в отдельных местах центральной части города, она достигает 10—15 *м* и более.

Для насыпных грунтов весьма характерны большое разнообразие их состава и различная степень плотности, которая в существенной мере зависит от возраста насыпи. Обычно думают, что насыпные грунты недостаточно уплотнены. Но это не всегда верно. Встречаются старые насыпи из природных грунтов, которые за многие годы

существования приобрели настолько высокую плотность, что даже забивка свай в них не всегда возможна.

Считают, что самоуплотнение насыпей в основном завершается для песчаных грунтов в течение 2 лет, а для глинистых — через 5—7 лет. Хорошо уплотнившиеся насыпные грунты могут служить надежным основанием для многих видов сооружений. Более молодые по возрасту насыпи, в которых процесс осадки под влиянием собственного веса еще продолжается, могут быть подготовлены под строительство посредством дополнительного уплотнения, например, тяжелыми трамбовками (см. § 56).

Из насыпных грунтов неминерального состава лучшими качествами обладают шлаки металлургических заводов, а худшими — строительный мусор и бытовые отбросы, богатые содержанием органических веществ. Насыпи из шлаков, будучи вывезены в горячем виде в отвал, при остывании дают образование, сходное по прочности со слабой скалой. При мощности слоя 2—3 *м* они могут служить хорошим основанием для многих сооружений, если в подстилающей толще грунтов отсутствует торф, отличающийся сильной сжимаемостью. Примером может служить строительство крупного железобетонного здания рудообогатительной фабрики Кировоградского медеплавильного завода на Урале, которое сооружено на шлаковом отвале мощностью от 4 до 11 *м*. Несмотря на сравнительно большую нагрузку на основание, принятую равной 12 *кГ/см*^{2}, здание находится более 20 лет в эксплуатации без каких-либо признаков повреждений. Насыпи, образованные в местах свалок из строительного мусора и бытовых отбросов, для использования в качестве оснований обычно не пригодны. Также не всегда пригодны насыпи из смеси природных грунтов с различными органическими отбросами и строительным мусором. Здесь большое значение имеет количество этих примесей в отвалах природных грунтов, и вопрос о строительстве на таких основаниях решается на основе специальных исследований.

Особое место среди насыпных грунтов занимают планомерно возводимые насыпи. Их сооружают по заранее разработанному проекту из однородных грунтов путем отсыпки слоями с тщательным уплотнением или сооружаются намывным способом. В таких насыпях достигается достаточно однородное уплотнение грунта, что обеспечивает сравнительно равномерную дальнейшую его сжимаемость под нагрузкой.

§ 2. Определение вида грунтов по их гранулометрическому составу и числу пластичности

Принадлежность грунтов к тому или иному виду может быть установлена по внешним отличительным признакам, когда они выявлены достаточно рельефно. Например, легко различаются между собой такие грунты, как скала, галечник, песок, лёсс и т. п. Однако задача усложняется, если использование в этих целях одних лишь

внешних отличительных признаков становится недостаточным. Так, установив по внешнему виду, что данный грунт является, например, песком, затрудняемся далее решить, каким будет этот песок по крупности его частиц — гравелистым, крупным, средней крупности, мелким, пылеватым. Аналогичные затруднения возникают и при установлении вида различных глинистых грунтов. В подобных случаях для получения более достоверных данных о виде исследуемых грунтов их образцы изучают в лабораториях.

Песчаные грунты, как известно, образуются из значительно более крупных частиц, чем глинистые. Такие грунты можно легко просеивать через наборы сит. В результате этого все частицы изучаемого образца грунта окажутся разделенными по их крупности на отдельные группы или фракции, которые затем можно будет взвесить и определить их количество в процентах от веса взятой для анализа навески, принимаемой за 100%. Для этих исследований, называемых определением гранулометрического состава грунта, в наших лабораториях применяют наборы сит с отверстиями в 10; 2; 0,5; 0,25 и 0,1 *мм*. Для крупнообломочного грунта достаточно просеять его навеску через сита с отверстиями 10 и 2 *мм*.

Результаты определения гранулометрического состава крупнообломочных и песчаных грунтов используют для установления их вида, руководствуясь классификацией, представленной в табл. 1.

Таблица 1

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов по их гранулометрическому составу

Наименование грунтов	Диаметр частиц, *мм*	Количество частиц крупнее указанного размера, % от веса сухого грунта
Крупнообломочные грунты		
Щебенистый и галечниковый	10	Более 50
Дресвяной и гравийный	2	» 50
Песчаные грунты		
Гравелистый песок	2	» 25
Крупный песок	0,5	» 50
Песок средней крупности	0,25	» 50
Мелкий песок	0,1	» 75
Пылеватый песок	0,1	Менее 75

Примечания. 1. Название грунта устанавливают по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения этих наименований в таблице.

2. При отношении d_{60} к d_{10}, превышающем 3, к наименованию песков гравелистых, крупных и средней крупности добавляют название «неоднородный» (d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, меньше которых содержится в грунте соответственно 60 и 10% частиц).

Вид глинистых грунтов в отличие от песчаных определяют по содержанию в них глинистых частиц, имеющих в поперечнике размеры менее 0,005 *мм*. В зависимости от количества этих частиц гли-

нистые грунты подразделяют на глины, суглинки и супеси, руководствуясь классификацией, представленной в табл. 2.

В песках также могут иметься глинистые частицы, но их количество не превышает 3%. Выделение глинистых частиц из общего состава грунта производят отмучиванием, которое основано на использовании различной скорости падения в воде частиц разной крупности и выполняется оно в лабораториях на специальных приборах.

Таблица 2

Классификация глинистых грунтов по гранулометрическому составу и числу пластичности

Наименование грунта	Содержание глинистых частиц, % от веса сухого грунта	Число пластичности, %
Супесь	3 — 10	$1 \leqslant W_п \leqslant 7$
Суглинок	10 — 30	$7 < W_п \leqslant 17$
Глина	Более 30	$W_п > 17$

Гранулометрический состав глинистых грунтов обычно изучают с целью определения их пригодности для дорожных работ. Для строительных целей виды глинистых грунтов, как правило, устанавливают по результатам определения их числа пластичности. Изучению гранулометрического состава здесь обычно отводят место контрольного исследования, применяемого в наиболее ответственных и спорных случаях.

Определение числа пластичности глинистых грунтов связано с изучением их влажности, величину которой находят по следующей известной формуле:

$$W = \frac{P - Q}{Q} \cdot 100\%, \qquad (1)$$

где P — вес влажного образца грунта;

Q — вес того же образца после высушивания, которое производят при температуре 100—105° С.

Для определения числа пластичности используют образцы высушенных глинистых грунтов, измельченных до порошкообразного состояния. Их увлажняют различными количествами воды. В зависимости от этого получают исследуемый грунт в твердом, пластичном или текучем состоянии.

В твердом состоянии грунт находится тогда, когда на поверхности его частиц адсорбировано некоторое количество воды, удерживающейся силами молекулярного притяжения. Свободной воды, способной перемещаться под влиянием сил тяжести или капиллярных сил, в таком грунте не имеется.

При пластичном состоянии грунта его частицы вместе с окружающими их пленками воды раздвинуты настолько, что в порах между частицами может циркулировать свободная вода. Если же частицы

грунта окажутся при его увлажнении удаленными друг от друга на расстояние, превышающее зону влияния сил молекулярного притяжения, грунт обращается в жидкую массу и приобретает свойства текучести.

Изложенное представление о состояниях глинистого грунта следует считать лишь схематическим. В действительности оно значительно сложнее, так как на связность грунта оказывают влияние свойства коллоидов и различные физико-химические процессы, проявляющиеся при изменении его влажности (см. § 4). В природных условиях в текучем состоянии могут встретиться глинистые грунты лишь самого молодого возраста.

Для определения числа пластичности глинистого грунта находят его характерные влажности $W_р$ и $W_т$, называемые соответственно нижней и верхней границами пластичности грунта. Нижняя граница пластичности $W_р$ характеризует величину влажности грунта, лежащую на границе твердого и пластичного его состояний. Верхняя граница пластичности $W_т$, называемая также границей текучести, определяет величину влажности грунта, отвечающую границе между пластичным и текучим его состояниями.

Число пластичности, как и влажность грунта, выражается в процентах. Его определяют по формуле

$$W_п = W_т - W_р. \tag{2}$$

Число пластичности тесно связано с содержанием в грунте глинистых частиц, что видно из классификации, представленной в табл. 2.

Чтобы в полевых условиях ориентировочно определить, в каком состоянии находится тот или иной глинистый грунт, необходимо со свежеоткрытой поверхности взять небольшой его образец и произвести испытание на раскатывание. Если раскатывание окажется невозможным и образец будет крошиться, то грунт находится в твердом состоянии. Если же образец раскатывается, состояние грунта следует считать пластичным. Образцы глинистых грунтов, находящихся в текучем состоянии, будут при многократном и энергичном встряхивании в руке или на чаше менять свою форму, обнаруживая признаки течения, сопровождающиеся часто выделением воды на их поверхности.

В зависимости от влажности глинистые грунты различают по их консистенции, измеряемой коэффициентом B (табл. 3). Величину коэффициента B определяют по формуле

$$B = \frac{W - W_р}{W_п}. \tag{3}$$

Определение вида песчаных и глинистых грунтов необходимо дополнять указаниями о наличии в них растительных остатков (торф, перегной и т. п.), если их количество в образцах, высушенных

Таблица 3

Наименование глинистых (непросадочных) грунтов по консистенции *

Наименование грунтов	Консистенция B
Супеси	
Твердые	$B < 0$
Пластичные	$0 \leqslant B \leqslant 1$
Текучие	$B > 1$
Суглинки и глины	
Твердые	$B < 0$
Полутвердые	$0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$
Тугопластичные	$0{,}25 < B \leqslant 0{,}50$
Мягкопластичные	$0{,}50 < B \leqslant 0{,}75$
Текучепластичные	$0{,}75 < B \leqslant 1$
Текучие	$B > 1$

* Предусмотренное этой таблицей подробное подразделение глинистых грунтов по их консистенции на шесть разновидностей, вообще говоря, осуществимо лишь для глин и тяжелых суглинков, число пластичности которых немного меньше 17%. Для легких же суглинков, имеющих число пластичности несколько большее 7%, такое подразделение может оказаться весьма затруднительным.

при температуре 100÷105°, содержится по отношению к весу минеральной части грунта более 3% в песках и более 5% в глинистых грунтах.

В зависимости от количества указанных остатков различают: грунты с примесью органических веществ, если их содержание выше приведенных значений, но не превышает 10%; заторфованные грунты, имеющие 10—60% этих веществ, и торфы, когда содержание органических веществ превышает 60%.

Данные исследований всех видов грунтов оснований должны содержать сведения о геологическом их возрасте и генезисе. Указывают также местные наименования грунтов (в целях уточнения их названия), а в необходимых случаях приводят данные по петрографии, засоленности грунтов и отмечают другие их характерные свойства.

§ 3. Пористость грунтов и оценка степени их уплотненности

В грунтах, представляющих собой отложения твердых минеральных частиц разрушенных горных пород, имеются между этими частицами промежутки или поры, в которых содержатся вода и воздух. Если взять образец такого грунта, то его объем V можно представить как бы состоящим из двух объемов — объема пор V_1 и объема частиц V_2, записав это в виде следующего выражения:

$$V = V_1 + V_2. \qquad (4)$$

Указанное подразделение объема образца грунта условно можно представить схемой, приведенной на рис. 7, имея в виду, что в действительности объемы V_1 и V_2 распределены в пределах объема V с той или иной степенью равномерности.

Количество пор в грунте принято оценивать с помощью *коэффициента пористости* ε, который представляет собой отношение объема пор V_1, содержащихся в грунте, к объему частиц V_2, а именно:

$$\varepsilon = \frac{V_1}{V_2}. \qquad (5)$$

Подставляя сюда вместо V_1 соответствующее значение из формулы 4, получим

$$\varepsilon = \frac{V}{V_2} - 1. \qquad (6)$$

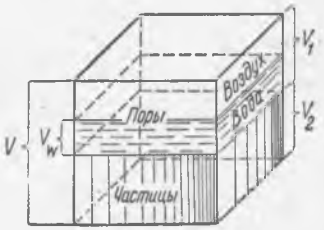

Рис. 7. Схематическое разделение объема грунта V на объем пор V_1 и объем частиц V_2

Если далее предположить, что в порах грунта воды нет, то вес образца представит собой вес содержащихся в нем частиц, который обозначим через Q. Указанный вес Q можно разделить, например, на полный объем образца V и найти таким образом объемный вес грунта для «сухого» его состояния:

$$\nu_0 = \frac{Q}{V}. \qquad (7)$$

С другой стороны, тот же вес частиц Q можно разделить лишь на объем самих частиц V_2. В этом случае получим значение объемного веса для материала частиц, который принято называть удельным весом грунта:

$$\nu_c = \frac{Q}{V_2}. \qquad (8)$$

Из формул 7 и 8 находим соответственно V и V_2 и их значения подставим в выражение 6. Тогда получим

$$\varepsilon = \frac{\nu_c}{\nu_0} - 1. \qquad (9)$$

Ранее мы предполагали, что в порах грунта воды нет. В действительности грунты в природных условиях залегания обычно содержат в себе то или иное количество воды, которая занимает некоторую часть объема их пор V_w. Если через P обозначить вес образца влажного грунта, имеющего объем V, то для определения объемного веса грунта будем иметь следующую формулу:

$$\nu = \frac{P}{V}. \qquad (10)$$

Естественно, что для каждого данного вида грунта при одном и том же уплотнении объемный вес ν будет тем больше, чем большее количество воды содержится в его порах.

Для определения коэффициента пористости грунта ε по формуле 9 требуется найти его объемный вес ν_0, когда в порах вода отсутствует. Однако высушивать в этих целях исследуемые образцы нежелательно. Это может привести к изменению их объема, что часто наблюдается у многих видов грунтов, особенно глинистых. Поэтому исключать вес находящейся в порах грунта воды следует путем вычислений. Для этого определим P и Q из формул 10 и 7 и их значения подставим в выражение 1, откуда найдем

$$\nu_0 = \frac{\nu}{1 + 0{,}01W}. \tag{11}$$

Подставив значение ν_0 в уравнение 9, получим окончательно для определения коэффициента пористости грунта ε следующую формулу:

$$\varepsilon = \frac{\nu_c}{\nu}(1 + 0{,}01W) - 1. \tag{12}$$

Когда известен коэффициент пористости ε, то легко могут быть найдены объемы пор и частиц, содержащихся в некотором объеме грунта V. Так, пользуясь уравнением 6 и решив его относительно V_2, найдем искомый объем частиц:

$$V_2 = \frac{1}{1 + \varepsilon}. \tag{13}$$

Если затем найденную величину V_2 подставить в уравнение 4 и решить его относительно V_1, то для определения объема пор, содержащихся в грунте, получим формулу

$$V_1 = V\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}. \tag{14}$$

Объем пор V_1 часто выражают также в процентах n по отношению ко всему объему грунта V, принимаемому за 100%, пользуясь формулой

$$n = \frac{V_1}{V} \cdot 100\%. \tag{15}$$

Подставив сюда вместо V_1 значение из формулы 14, получим следующие известные зависимости между коэффициентом пористости ε и ее величиной n, определяемой в процентах:

$$n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} 100\%; \quad \varepsilon = \frac{n}{100 - n}. \tag{16}$$

Пористость грунтов n в естественных условиях залегания чаще находится в пределах от 25 до 45% для песков и от 35 до 60% для глинистых грунтов. Но эти цифры следует считать лишь примерными, особенно для глинистых отложений, где для уплотненных грунтов n

может снизиться до 30% и даже ниже этой величины, а для слабо уплотненных n может превышать верхний предел указанных цифр.

По величине коэффициента пористости грунта судят о его плотности. Для песков состояние средней плотности грунта считают при значениях ε, приведенных в табл. 4. Плотные пески имеют значение коэффициента пористости ε соответственно меньшие, а рыхлые — большие, чем указанные в этой таблице.

Таблица 4

Значения коэффициентов пористости ε для песков, имеющих среднюю плотность сложения

Виды песчаных грунтов	ε
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$0{,}55 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}70$
Пески мелкие	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}75$
Пески пылеватые	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}80$

Плотность песчаных грунтов рекомендуется определять по образцам, отобранным без нарушения природного их сложения. Естественным основанием могут служить пески, имеющие в природных условиях залегания состояние плотное или средней плотности. Рыхлые пески при возведении на них зданий и сооружений требуют предварительного уплотнения.

§ 4. Оценка степени влажности грунтов и их способности к набуханию и просадочным явлениям

Определение влажности грунта в процентах, производимое по формуле 1, не дает еще представления о действительном его увлажнении, характеризуемом степенью заполнения пор водой. Поэтому в настоящее время о влажности грунта судят по отношению объема содержащейся в его порах воды V_w к общему объему пор V_1, определяемому формулой

$$G = \frac{V_w}{V_1}. \qquad (17)$$

Величину G называют коэффициентом, или степенью влажности грунта. Его величина может колебаться от нуля (когда $V_w = 0$) до 1 (при $V_w = V_1$).

По степени влажности грунты подразделяют на *маловлажные*, если вода заполняет не более 50% пор; *влажные*, когда водой занято от 50 до 80% объема пор; *насыщенные*, если заполнение пор водой превышает 80% их объема. Такое подразделение применяют главным образом для оценки степени влажности песчаных грунтов.

Чтобы вычислить коэффициент влажности грунта G, формулу 17 необходимо преобразовать. Обозначим, как и прежде, через P

вес образца влажного грунта, а через Q — его вес после высушивания. Тогда, пользуясь формулами 1 и 8, можно будет написать:

$$V_w = \frac{P-Q}{\nu_в} = \frac{WQ}{100\nu_в} = \frac{WV_з\nu_c}{100\nu_в}, \qquad (18)$$

где $\nu_в$ — объемный вес воды;

ν_c — удельный вес грунта;

Подставив полученное значение V_w в уравнение 17 и пользуясь выражением 5, получим для определения коэффициента влажности грунта следующую формулу:

$$G = \frac{W\nu_c}{100\varepsilon\nu_в}. \qquad (19)$$

В приведенной выше оценке влажность грунта характеризовалась степенью заполнения его пор водой. Однако сам процесс увлажнения нельзя представлять как простое наполнение водой той или иной части объема пор, особенно в глинистых грунтах. Этот процесс начинается с постепенного роста водных пленок на грунтовых частицах, происходящего под влиянием электромолекулярных сил притяжения воды поверхностью частиц. Указанные пленки по мере утолщения стремятся раздвинуть частицы, оказывая на них расклинивающее действие в местах взаимного контакта.

Содержащиеся в грунтах мельчайшие коллоидные частицы, которые при высыхании грунта затвердевают и оказывают на его скелет цементирующее действие, а при увлажнении постепенно набухают и утрачивают свою склеивающую способность. Ослабление цементирующих связей между частицами и расклинивающее действие растущих водных пленок ведет к тому, что прочность грунта уменьшается, и в нем под влиянием нагрузки возникают новые деформации.

Наибольшее ослабление наблюдается при увлажнении глинистых грунтов, богатых содержанием коллоидов и состоящих из огромного числа мелких частиц. В меньшей мере оно проявляется в грунтах, образованных из более крупных частиц, и почти незаметно в песках гравелистых, крупных и даже средней крупности, прочность которых с изменением влажности почти не изменяется.

Под влиянием замачивания некоторые глинистые грунты заметно набухают, а выстроенные на них здания и сооружения подвергаются пучению, аналогично наблюдаемому при сезонном промерзании в пучинистых грунтах. Свойствами набухания обладают, например, майкопские глины, распространенные на Северном Кавказе, и хвалынские глины Поволжья. Набухающие грунты встречаются в Казахстане, Закавказье, Крыму и в некоторых других районах.

В макропористых лёссовых и некоторых других глинистых грунтах, как уже указывалось ранее, могут при замачивании возникать просадочные явления.

Своевременный учет этих особых свойств глинистых грунтов при проектировании фундаментов имеет большое значение, так как позволяет заблаговременно предусмотреть мероприятия, предупреждающие возникновение нежелательных деформаций возводимых зданий и сооружений.

О способности глинистых грунтов к набуханию и проявлению просадочных свойств судят по величине некоторой условной характеристики A, определяемой по следующей формуле, полученной в НИИ оснований Госстроя СССР в результате изучения обширного экспериментального материала:

$$A = \frac{\varepsilon_e - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_e}, \qquad (20)$$

где ε_e и $\varepsilon_т$ — коэффициенты пористости образца грунта природного сложения при естественной влажности и при влажности на границе текучести.

К просадочным относят глинистые грунты, для которых коэффициент влажности $G \leqslant 0{,}6$, а условная характеристика $A \geqslant -0{,}1$; если же $A < -0{,}3$, то исследуемый грунт следует считать набухающим.

Глава II
СВОЙСТВА ГРУНТОВ В ВОДОНАСЫЩЕННОМ СОСТОЯНИИ

§ 5. Взвешивающее давление грунтовой воды

Грунты, состоящие из отложений частиц разрушенных горных пород и содержащие в порах воду и воздух, образуют трехфазную систему, в которой сочетаются три вида вещества — твердого, жидкого и газообразного. Если поры заняты только водой и коэффициент влажности $G = 1$, то грунт будет представлять двухфазную систему. Математическая модель такого насыщенного свободной водой грунта, рассматриваемая в упомянутых ранее трудах Н. М. Герсеванова, была им названа грунтовой массой.

Для водонасыщенного грунта, взятого в некотором объеме V, вес находящейся в его порах воды $P - Q = V_1 \nu_в$, а вес частиц $Q = V_2 \nu_c$. Подставив эти значения в формулу 1 и учитывая при этом, что отношение V_1 к V_2 означает коэффициент пористости грунта ε, для определения его влажности при водонасыщенном состоянии получим следующую формулу:

$$W = \varepsilon \frac{\nu_в}{\nu_c} 100\%. \qquad (21)$$

Так как ν_c и $\nu_в$ являются величинами постоянными, то влажность водонасыщенного грунта зависит лишь от его пористости ε.

Если в приведенную ранее формулу 12 вместо W подставить значение из уравнения 21, то для определения коэффициента пористости

ε применительно к условиям водонасыщенного грунта ($G=1$) получим следующее выражение:

$$\varepsilon = \frac{\nu_c - \nu}{\nu - \nu_в}, \qquad (22)$$

где ν — объемный вес грунта.

Свободная вода, заполняющая поры грунта, которые представляют собой как бы систему сообщающихся сосудиков, подчиняется законам гидростатики. Здесь каждая частица грунта и воды подвергается всестороннему сжатию, определяемому глубиной их положения ниже горизонта грунтовых вод. Гидростатическое давление в водонасыщенном грунте Н. М. Герсеванов назвал давлением в системе «W». Оно не вызывает деформаций грунта, так как происходящее в условиях этого давления объемное сжатие воды и твердых грунтовых частиц чрезвычайно мало, и им пренебрегают.

Частицы грунтового скелета передают внешнюю нагрузку от фундамента и собственного веса нижележащим частицам. Это давление, которое определяют с учетом взвешивающего действия грунтовых вод на частицы и фундамент, распространяется вниз и в стороны по грунтовому скелету и его Н. М. Герсеванов назвал давлением в системе «P». Оно вызывает деформации частиц и сложенного из них грунтового скелета, а следовательно, и общую осадку грунтовой толщи.

По международной терминологии 1936 г. давление в системе «P» называют *эффективным*, или межчастичным, а давление в системе «W» — *нейтральным*, или поровым. Сумму этих двух давлений называют *полным*.

Для определения нагрузки от собственного веса грунтового скелета, передающейся вниз по системе «P», необходимо знать объемный вес этого скелета; он будет равен весу частиц, содержащихся в единице объема грунта, за вычетом веса вытесненной ими воды. Обозначив объемный вес грунтового скелета во взвешенном водой состоянии через $\nu_{взв}$ и пользуясь для определения V_v формулой 13, найдем

$$\nu_{взв} = \frac{\nu_c - \nu_в}{1+\varepsilon}. \qquad (23)$$

Остальная часть объемного веса скелета, равная $\frac{\nu_в}{1+\varepsilon}$, взвешена водой и, следовательно, принимает участие в давлении, передающемся по системе «W».

Если сюда вместо ε подставить значение из формулы 22, то для определения $\nu_{взв}$ получим следующее, еще более простое выражение:

$$\nu_{взв} = \nu - \nu_в. \qquad (24)$$

При определении нагрузки на основание от сооружения его вес также следует уменьшить на вес вытесненной воды. Раньше предполагалось, что в водонасыщенном грунте взвешивающее давление

на сооружение проявляется лишь частично. Однако это давление, как показал Н. М. Герсеванов, взятое лишь по той части площади подошвы фундамента, которая расположена над порами aa, bb (рис. 8), с заглублением уже на один слой частиц увеличивается на давление, действующее снизу по поверхности частиц, приходящейся над порами a_1a_1, b_1b_1, c_1c_1.

Принимая во внимание еще несколько слоев частиц, убеждаемся, что при достижении глубины, равной толщине лишь небольшого количества частиц, получим уже полное взвешивающее давление воды, определяемое законом Архимеда.

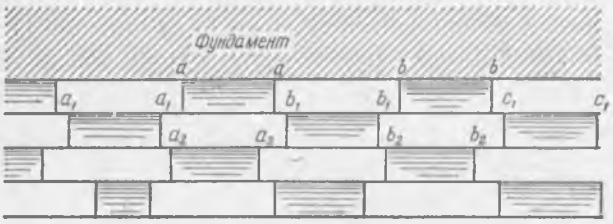

Рис. 8. Схема, иллюстрирующая влияние взвешивающего давления грунтовой воды на фундамент

Действие взвешивающего давления воды на сооружение учитывают при наиболее низком уровне ее стояния, так как нагрузка на основание здесь будет наибольшей. Однако для сооружений, подверженных действию горизонтальных сил, важно произвести поверочные расчеты их устойчивости на сдвиг и при наиболее высоком положении горизонта воды. В этом случае сопротивление сил трения грунта сдвигу сооружения, зависящее от величины нормального давления на основание, будет меньше, чем при каком-либо другом, более низком положении уровня воды.

§ 6. Фильтрационные свойства грунта

Грунт, являясь пористым телом, обладает способностью пропускать воду. Однако степень водопроницаемости у разных грунтов различна и зависит от размеров и формы имеющихся в них пор. В песках, обладающих порами крупных размеров, просачивание, или фильтрация, воды происходит более легко, чем в глинистых грунтах, которые характеризуются наличием очень большого количества пор малого поперечного сечения.

В практике строительства приходится решать много различных задач в связи с фильтрацией воды в грунте. К числу таких задач относится, например, защита полезных территорий вдоль берегов рек от заболачивания, которое может произойти вследствие повыше-

ния уровня грунтовых вод, вызванного подъемом воды в реке в результате строительства плотины гидростанции.

Такую защиту осуществляют путем дренирования местности вдоль берегов, а проектирование и расчет дренажной сети выполняют на основе положений, разработанных в теории фильтрации.

Дренажные устройства находят широкое применение при устройстве зданий и сооружений и в гидротехническом строительстве.

Существенное место в практике строительства занимают вопросы временного понижения уровня грунтовых вод, которое применяют для осушения котлованов. Все это указывает на необходимость изучения основных закономерностей, которым подчиняется движение воды в грунте.

На основе наблюдений за фильтрацией воды в грунте была установлена следующая зависимость между действительной скоростью движения воды v_0 и уклоном поверхности потока $\frac{dh}{ds}$, представляющим собой отношение потери напора dh к расстоянию ds, на котором эта потеря происходит:

$$\frac{dh}{ds} = A_i v_0 + B_i v_0^2, \tag{25}$$

где $A_i v_0$ — потеря некоторой доли напора dh в грунтовой воде, которая затрачивается на пути ds на трение о стенки пор;

$B_i v_0^2$ — потеря остальной части напора dh, которая на том же пути ds расходуется на образование завихрений и внутреннее трение в жидкости.

В песчаных и глинистых грунтах скорость течения воды невелика, и ее движение носит ламинарный характер. Здесь отдельные струйки воды текут параллельно, обтекая препятствие равномерными слоями без образования завихрений, свойственных турбулентному движению. Поэтому член $B_i v_0^2$ в уравнении 25 практически может быть опущен, и оно примет вид:

$$\frac{dh}{ds} = A_i v_0. \tag{26}$$

Вода, протекая в порах через некоторое поперечное сечение грунта, занимает не всю площадь этого сечения ω, а лишь ту часть $d\omega$, которая приходится на сечение пор, занятых движущимися ее струйками. Тогда действительная скорость движения воды v_0 при расходе q, проходящем в единицу времени через площадь ω, определится формулой

$$v_0 = \frac{q}{\alpha\omega}. \tag{27}$$

Подставив это v_0 в уравнение 26 и приняв при этом

$$\frac{dh}{ds} = i, \quad \frac{\alpha}{A_i} = k_\Phi \quad \text{и} \quad \frac{q}{\omega} = v,$$

окончательно получим:

$$v = k_ф i. \qquad (28)$$

В этой формуле v означает некоторую условную скорость движения воды, получаемую в результате деления расхода q на всю площадь ω, которая состоит из сечения частиц и сечения расположенных между ними пор. Скорость v получила название скорости фильтрации воды в грунте.

Величину $k_ф$ называют коэффициентом фильтрации грунта, а i означает гидравлический уклон или градиент. Он представляет собой отношение потери напора воды к расстоянию, на котором эта потеря происходит.

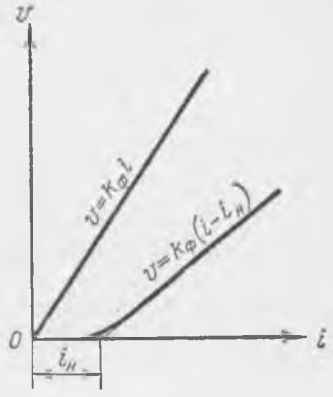

Рис. 9. Схема к пояснению значения начального градиента $i_н$

Формула 28 выражает основной закон движения воды в грунте, используемый в теории фильтрации. Она была получена французским инженером Дарси в 1852—1855 гг. при изучении движения подземных аллювиальных вод в песчаных грунтах долины р. Роны, которое производилось в связи с устройством водоснабжения г. Дижона.

Позднее было показано, что формула 28 применима также и для глинистых грунтов. Однако, если эти грунты уплотнены, то движение может начаться лишь тогда, когда i превысит некоторую величину $i_н$, называемую начальным градиентом. В таких случаях в формуле 28 вместо i следует принимать $(i - i_н)$. Понятие начального градиента наглядно иллюстрируется графиком, приведенным на рис. 9.

Коэффициент фильтрации $k_ф$ является физической характеристикой водопроницаемости грунтов. Он, как видно из формулы 28, представляет собой скорость фильтрации воды в грунте при гидравлическом градиенте $i = 1$ и имеет размерность *см/сек*, *м/сутки* и т. п. (1 *см/сек* $\approx 1{,}2 \times 10^{-3}$ *м/сутки*).

Коэффициент фильтрации для водоносных толщ грунтов определяют в полевых условиях способом опытной откачки воды из соответственно оборудованных скважин (см. § 81), а для отдельных образцов его определение производят на лабораторных приборах. Его величина для различных грунтов колеблется в больших пределах. Для песков $k_ф$ обычно находится в пределах от 0,01 до 0,001 *см/сек*, для супесей, суглинков и лёссов — от 0,001 до $1 \cdot 10^{-7}$ *см/сек*, а для глин он менее $1 \cdot 10^{-7}$ *см/сек*.

Если в грунте пропускать постоянный электрический ток, то по направлению его течения происходит перемещение (миграция)

содержащейся в грунте влаги. Это движение называют электроосмотической фильтрацией, для расчета которой пользуются той же формулой Дарси. Однако здесь i, в отличие от обычной напорной фильтрации, означает отношение падения напряжения E к расстоянию l, на котором оно наблюдалось. Если E измерять в *в*, путь l — в *см*, а скорость электроосмотической фильтрации $v_э$ — в *см/сек*, то электроосмотический коэффициент фильтрации $k_э$ будет иметь размерность *см²/в·сек*.

Электроосмотическая фильтрация протекает более интенсивно в мокрых, водонасыщенных глинистых и илистых грунтах. Электроосмотическая фильтрация успешно используется при осушении котлованов, отрываемых в глинистых грунтах, и электрохимическом закреплении этих грунтов (см. § 59 и 78).

§ 7. Гидродинамическое давление

Вода при фильтрации встречает в грунте сопротивление со стороны обтекаемых ею частиц. Если бы этого сопротивления не было, она двигалась бы в грунте с такой же скоростью, как и в открытом русле. Сопротивление грунтового скелета направлено навстречу движению воды, и оно точно равно тому давлению, которое вода оказывает на скелет. Это давление, создающееся в процессе фильтрации воды в грунте, называют *гидродинамическим давлением*.

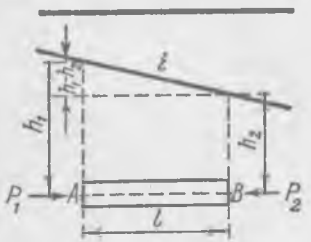

Рис. 10. Схема к пояснению действия гидродинамического давления в грунте

Для определения величины гидродинамического давления представим в продольном разрезе слой грунта, в толще которого вода течет с некоторым уклоном i (рис. 10). Мысленно выделим в этом грунте призму AB длиной l и площадью поперечного сечения ω. Эту призму для простоты рассуждений будем полагать расположенной горизонтально. При этом влиянием инерционных сил вследствие малой скорости движения воды можно пренебречь.

Давление воды P_1, действующее на площадь ω рассматриваемой призмы слева направо со стороны A, определится весом ее столба высотой h_1, а давление P_2, действующее на такую же площадь ω справа налево со стороны B,— весом ее столба h_2.

Фильтрация воды в призме AB будет происходить вследствие разности давлений $P_1 - P_2$, равной:

$$P_1 - P_2 = (h_1 - h_2)\,\omega\gamma_в, \tag{29}$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды.

Для определения величины гидродинамического давления, приходящегося на единицу объема грунта, необходимо полученное

выражение разделить на объем призмы AB, равной ωl. В результате получим:

$$D_i = i\gamma_в, \qquad (30)$$

где $i = \frac{h_1 - h_2}{l}$ — гидравлический уклон.

Из формулы 30 видно, что гидродинамическое давление зависит лишь от величины гидравлического уклона i, так как $\gamma_в$ является величиной постоянной. При $i = 0$ нет движения грунтовой воды и, следовательно, $D_i = 0$.

Иначе говоря, гидродинамическое давление возникает в грунте лишь тогда, когда в нем происходит фильтрация воды, почему его часто называют также фильтрационным давлением. Так как i — величина отвлечения, а $\gamma_в$ измеряется в $г/см^3$, то D_i также имеет измерение $г/см^3$ и представляет собой объемную силу.

Гидродинамическое давление действует по касательным к линиям тока фильтрующей в грунте воды.

С возможностью проявления гидродинамического давления необходимо считаться во многих случаях производства работ в водонасыщенных песчаных грунтах. Неучет его воздействия может вызвать серьезные осложнения на строительстве.

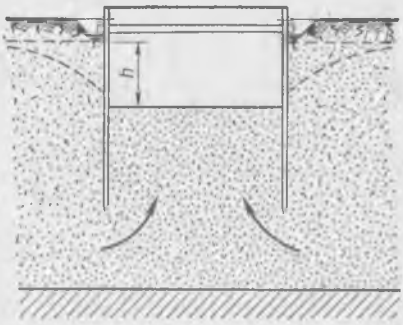

Рис. 11. Фильтрационные токи под шпунтовой стенкой, когда нижний ее конец не достигает водоупора

Большие затруднения, в частности, могут возникнуть в случае неправильного устройства шпунтовой стенки, ограждающей котлован в случае заложения подошвы фундамента ниже уровня грунтовых вод. Здесь отрывка грунта сопровождается одновременной откачкой воды из котлована, в результате чего ее уровень в котловане окажется ниже, чем с наружной стороны, на некоторую величину h (рис. 11). Под влиянием этого напора вода станет фильтровать внутрь котлована из-под шпунта, если он не будет заглублен до водоупорного слоя.

Восходящими токами вода может взрыхлить грунт, находящийся внутри ограждения, и привести его в состояние, непригодное для использования в качестве основания. Ослабится также заделка шпунта в грунте, и он под влиянием внешней горизонтальной нагрузки от давления грунта и воды может наклониться, сдвинуться внутрь котлована и прийти в аварийное состояние.

Аналогичные случаи воздействия гидродинамического давления могут наблюдаться также и при проходке опускными колодцами

водонасыщенных песков, особенно мелкозернистых (рис. 12). Здесь обычно применяют гидроэлеваторы или эрлифты, которые производят интенсивную откачку воды вместе с грунтом, в результате чего ее уровень в колодце значительно понижается. Под влиянием напора h вода фильтрует внутрь колодца под его ножами и перемещает в направлении своего движения достаточно большие объемы песчаного грунта, что создает угрозу соседним сооружениям.

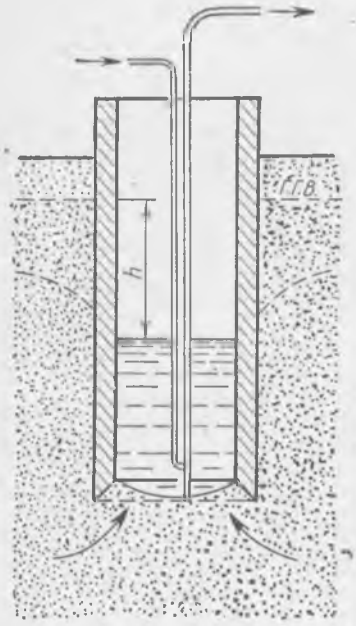

Рис. 12. Фильтрационные токи под ножом опускного колодца при работах в водонасыщенных песчаных грунтах

Во избежание этого вредного влияния фильтрации на состояние окружающих грунтов приходится вместо высокопроизводительных способов их разработки применять подводное землечерпание грейфером. Это позволяет при умеренном темпе работ поддерживать стояние воды в колодце примерно на том же уровне, какой имеется снаружи.

В отдельных случаях производят искусственное понижение уровня грунтовых вод, чтобы осушить грунты на всю глубину опускания колодцев. Однако этот способ применим лишь тогда, когда ниже отметки их опускания остается еще слой водонасыщенных песков, достаточный, чтобы обеспечить нормальные условия для работы водопонизительной установки.

Вопросы устойчивости оснований плотин также связаны с изучением возможности фильтрации воды из верхнего бьефа в нижний. В зоне верхнего бьефа вода, просачиваясь в грунт, оказывает на него полезное уплотняющее воздействие. Наоборот, в зоне нижнего бьефа, где фильтрационные токи направлены преимущественно вверх, вода при недостаточной устойчивости грунта может произвести его выпор с катастрофическими последствиями для всего сооружения.

§ 8. Внезапное разжижение водонасыщенных песков

В практике строительства известны неоднократные случаи внезапного разжижения водонасыщенных песков в основаниях сооружений и в откосах, подтопленных или затопленных водой. Разжижение песков обычно происходит при воздействии на них различных сотрясений, но оно может возникать и под влиянием фильтрационных

токов, вызванных происходящими изменениями в напорах грунтовой воды.

Разжижение песков представляет собой достаточно сложное явление, изучение которого продолжается. Схематическое представление о причинах его возникновения можно получить на примере изучения модельного грунта, состоящего из шарообразных частиц

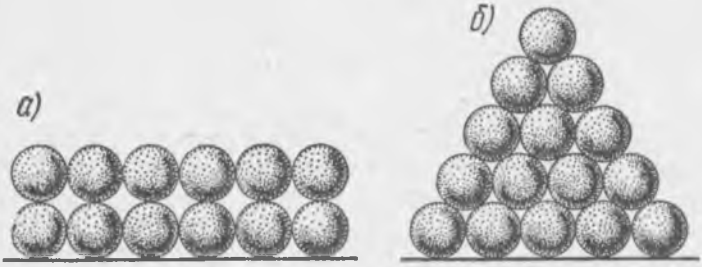

Рис. 13. Модель неустойчивой (слева) и устойчивой структуры грунта из шарообразных частиц

одинакового размера, укладывая их различным образом. Если эти частицы расположить в наиболее неустойчивом положении, как показано на рис. 13 *а*, то пористость грунта будет наибольшей и определится величиной $n \approx 48\%$. При плотном сложении скелета, представленном на рис. 13*б*, пористость его будет наименьшей и ее величина примет значение $n \approx 26\%$. Под влиянием сотрясений или иных воздействий неустойчивая структура грунта легко нарушается и частицы стремятся занять наиболее устойчивое положение.

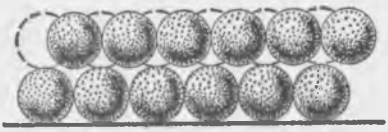

Рис. 14. Разжижение грунта, обладающего неустойчивой структурой

На примере рассматриваемой модели грунта это уплотнение будет связано с уменьшением пористости с 48 до 26%, что возможно лишь тогда, когда поры не заняты водой. В случае же водонасыщенного грунта его пористость останется практически прежней, так как вода внезапно уйти из пор не может. Тогда сместившиеся частицы окажутся в положении, схематически показанном на рис. 14, и грунт обратится в разжиженную, растекающуюся массу. Если ранее нагрузка от сооружения передавалась на грунтовый скелет, то при нарушении его структуры она целиком станет передаваться на грунтовую воду. Напор в воде внезапно возрастет, и начнется процесс интенсивного вытеснения разжиженной массы из-под фундамента. Это вызовет разрушение структуры грунта в соседних массивах и возникнут новые очаги быстрого развития дальнейших деформаций.

Таким образом, вследствие случайных сотрясений или иных причин водонасыщенный песчаный грунт при неустойчивом сложении его скелета внезапно обращается в разжиженное состояние, растекаясь часто на значительные расстояния от источника разрушения.

Описанное явление в действительности протекает значительно сложнее, так как встречающиеся в природе песчаные грунты всегда состоят из частиц различной крупности и отличаются большим разнообразием их формы. При этом замечено, что разжижение происходит лишь в песках мелких и пылеватых, а в крупнозернистых оно почти не наблюдается.

Существует мнение, что разжижение песка может произойти, если его пористость больше некоторой критической, возникающей при сдвиге в зоне происходящего перемещения частиц. С другой стороны, считают также, что критерий критической пористости не всегда достаточен, так как он не отражает всей сложности явлений, протекающих в водонасыщенных песках при разжижении. Так, при интенсивных вибрациях внезапное разжижение песков, как было показано исследованиями В. А. Флорина, М. Н. Гольдштейна, Н. Н. Маслова и других советских ученых, может наблюдаться и при меньшей пористости, чем «критическая». В некоторых случаях явление разжижения усложняется проявлением тиксотропных свойств грунта.

Случаи внезапного разжижения водонасыщенных песков представляют практически относительно редкое явление, так как неустойчивое сложение этих грунтов в природе не всегда сохраняется. Однако, несмотря на это, в настоящее время известны многие случаи такого разжижения, свидетельствующие о катастрофических его последствиях.

Внезапное разжижение грунтов произошло на строительстве ряжевой набережной в порту Кандалакша в 1936 г. Оно случилось, когда ряжи уже были опущены по фронту причальной линии и за ними производилась отсыпка грунта для образования портовой территории. Разжижение грунта распространилось на десятки метров, и все ряжи затонули в течение двух минут.

В долине р. Ганг (Индия) в 1935 г. произошло сильное землетрясение. Было разрушено большое количество мостов, различных зданий и других сооружений. Многие из них, возведенные на водонасыщенных песках, затонули почти полностью вследствие происшедшего их разжижения. Известны также случаи разрушения подтопленных песчаных насыпей, когда внезапное разжижение грунта происходило, например, под влиянием сотрясений от проходившего поезда, производства поблизости взрывных работ или других аналогичных причин.

В некоторых приморских районах пески иногда разжижаются в береговых склонах местности. Разжиженная их масса, часто значительного объема, с глухим гулом и шумом, напоминающим отдаленные раскаты грома, устремляется широким потоком к морю.

Такое катастрофическое течение песков обычно возникает под влиянием морских приливов и отливов.

Значительная катастрофа произошла в 1932 г. в Германии на угольном карьере, в котором разработка угля велась открытым способом. Карьер длиной свыше 2 *км* и шириной около 1 *км* был отрыт тремя уступами на глубину 45 *м*, а прорвавшаяся масса жидкого песка весом более 1,5 млн. *Т* затопила его на глубину 19 *м*. Катастрофа повлекла за собой многие человеческие жертвы.

Глава III

СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ И ИХ СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ

§ 9. Сжимаемость грунтов

Для изучения сжимаемости грунтов под нагрузкой обычно применяют приборы, имеющие вид стакана, в дне и поршне которого помещены пористые диски, легко пропускающие наружу воду, вытесняемую из образца при его сжатии (рис. 15). Такие приборы, называемые одометрами, просты и получили широкое распространение. Кроме одометров, в практике лабораторного исследования грунтов применяют и более совершенные приборы — стабилометры (рис. 15). В них образец грунта, защищенный не проницаемой эластичной оболочкой, окружен сбоку жидкостью, которая препятствует его расширению в стороны при сжатии. Вода, вытесняемая из пор образца грунта, здесь также отводится через пористый диск, который устроен в дне прибора.

В одометре во время сжатия образца сказывается влияние сил трения грунта о стенки прибора. Чтобы это влияние сделать возможно меньшим, образец берут небольшой высоты по сравнению с его поперечными размерами. В стабилометрах влияние трения о стенки прибора устранено, и образцы грунта применяют значительно большей высоты.

Под влиянием давления, передающегося образцу от поршня прибора, грунт уплотняется. Течение этой деформации длится некоторое время, в конце которого в грунте, имевшем ранее пористость ε_0, устанавливается ее значение ε, соответствующее приложенной нагрузке p. В результате сжатия высота образца h уменьшится на некоторую величину S и станет равной $h - S$.

Эта деформация может произойти лишь за счет уменьшения объема пор, а объем частиц грунта в течение всего процесса сжатия остается неизменным. Тогда, пользуясь формулой (13), можно будет написать следующие два уравнения, определяющие объем частиц в образце грунта до и после сжатия:

$$V_s = \frac{h}{1+\varepsilon_0}; \quad V_s = \frac{h-S}{1+\varepsilon}. \tag{31}$$

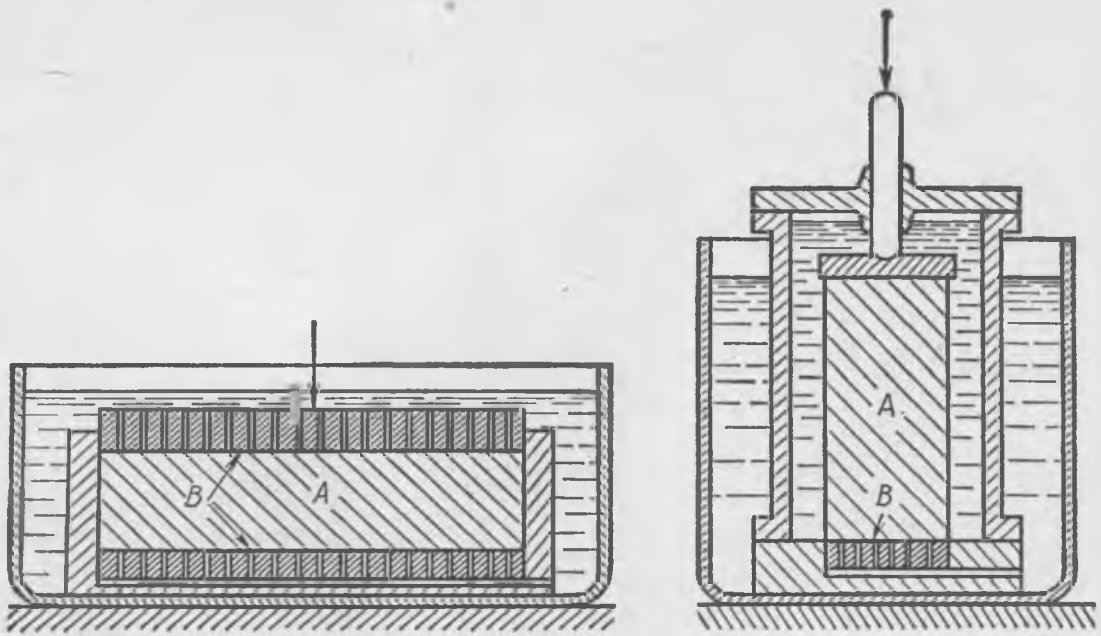

Рис. 15. Схема одометра (слева) и стабилометра:
A — образец грунта; *B* — пористые диски для отвода воды

Приравнивая правые части этих выражений друг другу и решая полученное уравнение относительно ε, найдем следующую простую зависимость между ε и S для условий сжатия грунта без возможности его расширения в стороны:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - \frac{S}{h}(1 + \varepsilon_0). \tag{32}$$

Для изучения зависимости пористости грунта от давления его образец подвергают сжатию различными нагрузками p, начиная с некоторой небольшой ее величины и постепенно повышая ступенями по ходу испытания. Соответственно каждому значению нагрузки p, выражаемой обычно в $кГ/см^2$, определяют установившееся значение коэффициента пористости грунта ε.

Результаты испытаний представляют в виде кривой сжатия, называемой также компрессионной кривой (рис. 16).

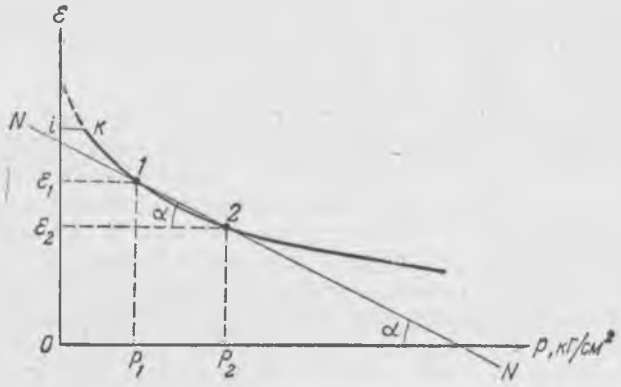

Рис. 16. Кривая сжатия грунта

Кривую сжатия представленного здесь вида обычно получают при сравнительно большом изменении нагрузки на образец, достигающем иногда 15—20 $кГ/см^2$.

При строительстве различных сооружений нагрузка на основание по сравнению с первоначальным природным давлением от собственного веса грунта увеличивается сравнительно немного, на 2-4$кГ/см^2$. Поэтому участок кривой сжатия между точками *1* и *2*, отвечающими изменению коэффициента пористости от ε_1 до ε_2, которое происходит при увеличении нагрузки от p_1 (первоначальное природное или бытовое давление) до p_2 (нагрузка от фундамента сооружения), принято заменять прямой линией. Уравнение этой прямой будет иметь вид

$$\varepsilon = A - ap, \tag{33}$$

где A — отрезок, отсекаемый прямой NN на оси $O\varepsilon$;

a — угловой коэффициент этой прямой, определяемый по формуле

$$a = \operatorname{tg}\alpha = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}. \qquad (34)$$

Так как ε_1 и ε_2 являются величинами отвлеченными, а нагрузки p_1 и p_2 выражают в $кГ/см^2$, то угловой коэффициент a получает измерение, обратное нагрузке, и выражается в $см^2/кГ$. Чем плотнее исследуемый грунт, тем меньше угол наклона прямой NN к оси Op при одном и том же диапазоне изменения нагрузки p, и наоборот.

Таким образом, по величине угла α косвенным образом можно судить о степени плотности грунта, а потому α принято называть *коэффициентом уплотнения*. Полагают (Н. М. Герсеванов), что, если α выражается величиной порядка 0,1 $см^2/кГ$, грунт будет сильно сжимаемым, а если α имеет значение порядка 0,005 $см^2/кГ$, то грунт значительно уплотнен.

На кривой сжатия часто наблюдается прямолинейный участок ik. Он отражает начальное уплотнение, которое грунт уже получил в природных условиях залегания. Эта прямая имеет некоторый небольшой наклон к оси Op, зависящей от упругих свойств грунтового скелета.

При сжатии вертикальной нагрузкой образец грунта, находящийся в одометре, стремится расшириться в стороны и оказывает давление на боковые стенки прибора, со стороны которых возникает равная и противоположно направленная реакция. В случае сжатия образца в стабилометре такая реакция возникает со стороны окружающей его жидкости. Если взять какую-либо точку, расположенную в центральной части нагруженного образца, то вертикальное и горизонтальное напряжения в ней будут главными, имея значения σ_1 и σ_2.

При некотором небольшом увеличении внешней вертикальной нагрузки на образец главные напряжения получат приращения $\delta\sigma_1$ и $\delta\sigma_2$. Отношение меньшего из них к большему называют коэффициентом бокового давления грунта и определяют по формуле

$$\xi = \frac{\delta\sigma_2}{\delta\sigma_1}. \qquad (35)$$

Формула 35 дает значение ξ для условий, когда пропорциональная зависимость σ_2 от σ_1 выражена прямой, не проходящей через начало координат. В противном случае для определения ξ достаточно взять отношение меньшего главного напряжения к большему.

Коэффициент бокового давления грунта, по опытным данным К. Терцаги, для напряжений не слишком малых достаточно постоянен и имеет значение около 0,40—0,42 для песков и 0,70—0,75 для глин. Аналогичные результаты были получены также и в наших лабораториях. В последнее время в некоторых зарубежных работах

указывается, что для многих видов грунтов, находящихся в больших массивах, коэффициент бокового давления имеет значение, примерно равное 0,5. В случае же появления неравномерных осадок, бокового смещения и возникновения сил трения в вертикальных поверхностях отношение между главными напряжениями, определяющее величину коэффициента бокового давления грунта, может существенно колебаться.

Исследования значений этого коэффициента продолжаются. В наших лабораториях большие работы ведутся Е. И. Медковым и другими учеными на приборах трехосного сжатия — стабилометрах, первые конструкции которых появились у нас еще в 1933—1934 гг.

Коэффициент бокового давления позволяет по данным изменений одного из главных напряжений судить о соответствующих изменениях другого главного напряжения. Необходимо, чтобы развитие деформаций в грунтах протекало достаточно равномерно и не сопровождалось боковыми перемещениями грунтовых частиц.

§ 10. Сопротивление грунтов сдвигу

Прочность грунта нарушается, если в нем возникают касательные напряжения, превышающие его предельное сопротивление сдвигу, в результате чего образуется опасная поверхность скольжения. В песках, которые по их свойствам считают близкими к идеально сыпучим телам, сопротивление сдвигу обусловлено влиянием сил внутреннего трения грунта.

В связных глинистых грунтах сопротивление сдвигу зависит также и от сил сцепления. Поэтому в качестве основных прочностных характеристик в расчетах сопротивления грунта сдвигу принимают коэффициент внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Для определения понятия коэффициента внутреннего трения грунта рассмотрим случай предельного равновесия в сыпучем теле, очертание которого представим ограниченным некоторой произвольной поверхностью ABC (рис. 17).

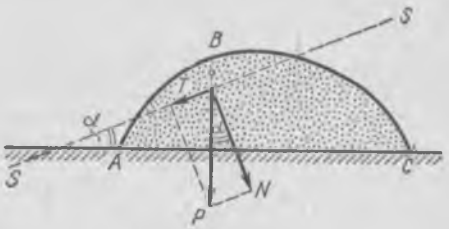

Рис. 17. Схема к оценке устойчивости на сдвиг части сыпучего тела ABC, отсекаемого плоскостью SS

Мысленно отсечем плоскостью SS, составляющей с горизонтом угла α часть этого тела, вес которой будет P. Силу P разложим в плоскости SS на нормальную к ней $N = P\cos\cdot\alpha$ и касательную $T = P\sin\alpha$. Касательная сила T стремится произвести сдвиг отсекаемой части сыпучего тела. Этому сдвигу противодействует сила трения, направленная в противоположную сторону и равная в своем предельном

значении величине Nf (где f — коэффициент внутреннего трения).

Скольжения отсекаемой части не будет до тех пор, пока сила T остается меньше Nf и, следовательно, пока будет справедливо условие:

$$\frac{T}{N}=\frac{P\sin\alpha}{P\cos\alpha}=\operatorname{tg}\alpha<f. \tag{36}$$

Если для состояния предельного равновесия, возникающего при $T=Nf$, угол α обозначить через $\alpha_{пр}=\varphi$, то из формулы 36 получим $f=\operatorname{tg}\alpha_{пр}=\operatorname{tg}\varphi$.

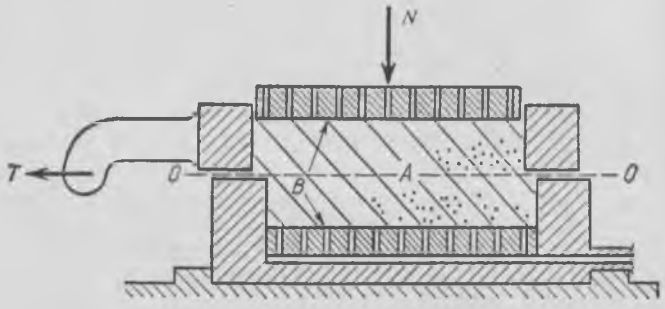

Рис. 18. Схема испытания образца грунта на срез:
A — образец грунта; *B* — пористые диски для отвода воды

Таким образом, в идеально сыпучем теле коэффициент внутреннего трения f равен тангенсу угла его предельного или естественного откоса. Это соответствие практически выполняется и в песках, особенно когда они сухие или находятся в условиях подводного залегания.

В связных грунтах, обладающих сцеплением между частицами, судить о величине коэффициента внутреннего трения по углу естественного откоса нельзя. Поэтому сопротивление сдвигу здесь определяют путем испытания образцов на срез в приборе, работающем, например, по схеме, представленной на рис. 18.

Образец грунта, помещенный в такой прибор, вначале нагружают вертикальной силой N, действующей нормально к поверхности среза OO. Через некоторое время, необходимое для завершения деформации сжатия образца, к нему прикладывают горизонтальную силу и постепенно доводят ее до значения T, при котором происходит срез по указанной поверхности OO. Из этих исследований находят значения нормальных и касательных напряжений σ и τ, действующих в плоскости среза, зависимость между которыми определяется известным уравнением Кулона:

$$\tau=\sigma\operatorname{tg}\varphi+c, \tag{37}$$

где c — удельное сцепление, которое понимают как сопротивление сдвигу, обусловленное силами связности между частицами грунта.

Уравнение 37 указывает на линейную зависимость между касательными и нормальными напряжениями при сдвиге в грунте. Ранее предполагалось, что слагаемые, которые входят в это уравнение, выражают различные по физической природе составляющие сопротивления грунта сдвигу.

Одно из слагаемых принималось как сопротивление сил внутреннего трения, зависящее от нормального давления, где по аналогии с трением между твердыми телами $\operatorname{tg}\varphi$ стали называть коэффициентом внутреннего трения грунта. Другое слагаемое c рассматривалось как сцепление, не зависящее от внешнего давления.

В настоящее время доказано, что природа сил сопротивления грунта сдвигу имеет значительно более сложный характер, а потому простое их разделение на трение и сцепление является условным. Однако учитывая, что многочисленные опыты хорошо подтверждают представленную уравнением 37 простую зависимость, считают пока возможным и в дальнейшем пользоваться указанными понятиями, принимая это уравнение лишь как математическую зависимость между касательными и нормальными напряжениями при сдвиге.

Если обе части равенства 37 разделить на σ и при этом отношение τ и σ обозначить через $\operatorname{tg}\psi$, то получим

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma}. \qquad (38)$$

Величину $\operatorname{tg}\psi$ называют коэффициентом сдвига или среза грунта. Он, как видно из формулы 38, является величиной переменной, если c имеет постоянное значение. В грунтах, обладающих сцеплением, $\operatorname{tg}\psi > \operatorname{tg}\varphi$. Если $c=0$ и грунт представляет собой сыпучее тело, то $\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi$ и, следовательно, $\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi$.

Для построения прямой AB необходимо произвести несколько опытов на срез при различных значениях σ и найти соответствующие им величины τ. Вид прямой AB представлен на рис. 19, где углы ψ_1, ψ_2, ψ_3, ... дают значения угла среза для отдельных опытных точек, а угол внутреннего трения φ определяет наклон прямой AB к оси $O\tau$ или к какой-либо другой линии ik, параллельной $O\sigma$. Прямая AB отсекает на оси $O\tau$ некоторый отрезок OA, который дает значение касательного напряжения τ, равное c, так как здесь $\sigma=0$. Однако фактически OA будет несколько больше c — на величину сопротивления сил трения в механизме прибора, что следует учитывать при камеральной обработке опытного материала.

Более подробные исследования показывают, что зависимость τ от σ не всегда имеет прямолинейный характер. Нередко в пределах начального ее участка она получает вид некоторой кривой, изобра-

женной на рис. 19 пунктиром. Взамен этой кривой прямую AB принимают лишь приближенно.

При определении сопротивления сдвигу в глинистых грунтах удельную силу сцепления c часто в целях удобства выражают через «давление связности» σ_c по формуле

$$c = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi. \tag{39}$$

Если это значение c подставить в уравнение 37, то оно получит следующий вид:

$$\tau = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi. \tag{40}$$

Давление связности — понятие условное. Его следует считать лишь как эквивалентное давление, которое, будучи приложено

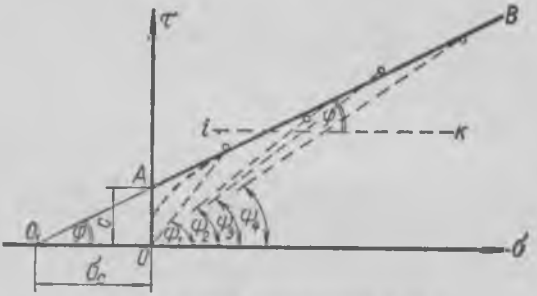

Рис. 19. График зависимости τ от σ

к некоторой площадке в сыпучем теле, создает в ней такое же сопротивление сдвигу, какое возникает в реальном связном грунте под влиянием имеющихся в нем сил сцепления. Замена c через σ_c обозначается на рис. 19 переносом точки O в положение O_1.

Кроме испытаний на срез, прочностные характеристики сопротивления грунтов сдвигу можно определить также и из опытов на раздавливание их образцов в стабилометре, схематическое изображение которого было дано на рис. 16.

Современные конструкции стабилометров позволяют испытывать образцы при различном заданном их обжатии боковым давлением. Опыты ведут с несколькими образцами грунта. Для каждого из них определяют разрушающую вертикальную нагрузку σ_1, соответствующую величине приложенного бокового давления σ_2. По этим данным строят круги напряжений Мора (см. § 19) и проводят к ним общую касательную (рис. 20), для которой справедливо приведенное ранее уравнение 37.

Приборы, работающие по схеме плоского сдвига, имеют тот же недостаток, что и одометры. В них также сказывается влияние сил трения грунта о стенки прибора, возникающих при уплотнении образца вертикальной нагрузкой. Кроме этого, происходит и местное смятие грунта взаимно смещающимися при опыте кольцами при-

бора, которыми передается горизонтальное усилие образцу. В результате этого срез в грунте возникает вначале у краев образца и далее развивается в плоскости сдвига к его середине. Все это в какой-то мере снижает точность получаемых результатов. Однако простота устройства приборов этого типа обеспечила им широкое распространение, а в современных их конструкциях влияние указанных недостатков сведено к минимуму.

Стабилометры представляют более совершенный прибор, но ввиду сложности конструкции имеют меньшее распространение. Подробное описание указанных выше приборов дается в современных пособиях по лабораторному исследованию грунтов.

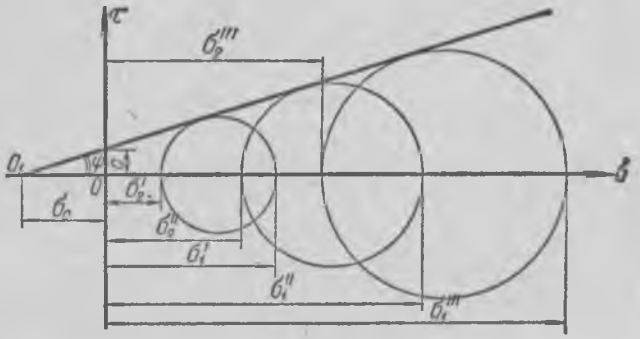

Рис. 20. Построение кругов Мора для определения сопротивления грунта сдвигу

Сопротивление сдвигу, особенно в связных грунтах, в существенной мере зависит от режима испытаний. Оно оказывается различным при быстром и медленном приложении сдвигающей нагрузки. Также влияет и время выдержки образца под воздействием вертикального давления, которому его подвергают перед началом опыта на срез.

Поэтому при экспериментировании необходимо применять такой режим испытаний, который наиболее близко отвечал бы реальным условиям предстоящей работы грунта в основании сооружения. Обычно применяют режим медленного загружения опытных образцов сдвигающей нагрузкой, которое производят лишь после того, как деформации грунта под влиянием вертикального давления практически прекратятся.

На результаты опытов могут оказать влияние также и конструктивные особенности устройства приборов, что учитывают при камеральной обработке материалов исследований.

Если требуется узнать лишь величину удельной силы сцепления грунта c, то для исследования можно применить метод шариковой пробы, предложенный Н. А. Цытовичем еще в 1947 г. Этот метод позволяет косвенным образом найти «эквивалентное» сцепление

в грунте по величине осадки S сферического штампа диаметром D, вдавливаемого некоторой силой P.

Для вычисления удельного сцепления c здесь пользуются следующей, полученной из решений теории пластичности, формулой:

$$c = 0{,}18\,\frac{\kappa P}{\pi D S}, \qquad (41)$$

где κ — коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения грунта. (При значениях угла, менее 7 и равных 10, 20 и 30°, κ применительно к условиям предельно напряженного состояния имеет величину, соответственно равную 1; 0,61; 0,28 и 0,12; для мерзлых грунтов $\kappa = 1$).

Метод шариковой пробы позволяет также приближенно оценить возможное изменение сил сцепления грунта с течением времени действия нагрузки P. Осадка штампа S во времени будет постепенно возрастать, пока не наступит ее стабилизация. Удачное сцепление c в результате релаксации (ослабления) напряжений, как видно из формулы 41, постепенно снизится до некоторого значения $c_{дл}$. Это уменьшение сил сцепления необходимо учитывать при расчетах устойчивости грунтов, находящихся в условиях длительного их нагружения.

Под влиянием сотрясений, возникающих при действии динамических нагрузок на грунты, их сопротивление сдвигу уменьшается. Увеличиваются осадки фундаментов, нарушается устойчивость земляных масс. Все это необходимо учитывать при проектировании различных сооружений, если грунты их оснований будут подвергнуты динамическим воздействиям.

Одним из примеров серьезных последствий воздействия динамических нагрузок на грунты является авария котлована на строительстве подземной железной дороги в Стокгольме, происшедшая в 1952 г. Здесь отрывка котлована длиной 140 *м* и шириной 25 *м* велась на глубину 12 *м* в глине, которая по оси трассы вклинивалась в залегающую под ней трещиноватую скалу (гранит). Для разработки скалы применили взрывы, в результате которых в ее толще произошли смещения, вызвавшие появление новых и расширение существующих трещин. Через некоторое время грунт в одной из стенок котлована, на участке длиной 12 *м*, обрушился в выемку. Причиной аварии явилось нарушение взрывами устойчивости грунтов и их скольжение по наклонно идущему в скале тонкому прослойку глины, который ранее при геологических исследованиях не был обнаружен. Скольжение, как полагают, облегчалось еще тем, что по раскрывшимся старым и появившимся новым трещинам легко поступала вода из находящегося вблизи озера Мэлар и хорошо смачивала поверхность глины, значительно уменьшая сопротивление сдвигу.

В качестве примера, иллюстрирующего влияние вибраций на грунты, можно указать на появление значительных деформаций

наружных стен здания машинного зала главного корпуса Чепельской шерстепрядильной и текстильной фабрики в Венгерской Народной Республике. Здесь легкое текстильное оборудование было размещено непосредственно на полу, устроенному на слое насыпного грунта мощностью 1,65 *м*. Поверхность пола возвышалась над уровнем планировочной отметки земли у здания на 1,65 *м* с одной его стороны и на 1,15 *м* — с другой. Под влиянием вибраций насыпной грунт значительно уплотнился, а его давление на внешние стены возросло настолько, что они получили значительный прогиб наружу, и состояние здания стало аварийным.

Под воздействием сотрясений от проходящих поездов возникли осадки фундаментов опор надземной железной дороги в Берлине, возведенных на плотном песке. Эти осадки за 40 лет достигли 35 *см*.

В Мюнхене в последние годы возникли значительные осадки и крен многих зданий в сторону улиц, вызванные интенсивным развитием движения городского транспорта. Здания также были выстроены на плотных песках. Чтобы предупредить дальнейшее опасное развитие этих деформаций, некоторые улицы закрыли для движения. В Голландии аналогичные осадки и крен в сторону дорог наблюдаются у многих новых зданий, выстроенных у автострад.

При проектировании фундаментов и различных земляных сооружений значения угла внутреннего трения φ и сцепления c рекомендуется принимать по результатам исследований образцов грунтов на соответствующих приборах, выполняемых по заданной программе с учетом особенностей предстоящей их работы под нагрузкой. Справочными материалами можно пользоваться лишь в качестве первого приближения.

Глава IV

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

§ 11. Общие сведения

В целях обоснования промышленного, гражданского и других видов строительства производят инженерные изыскания, которые состоят из комплекса работ по экономическим и техническим изысканиям. Экономические изыскания проводят для определения географического пункта или района размещения объекта и экономической целесообразности его строительства или реконструкции. Технические изыскания заключаются в изучении природных условий района размещения объекта в целях выбора мест рационального расположения зданий и сооружений с инженерно-геологической точки зрения.

При крупном капитальном строительстве, развертываемом нередко на больших площадях, инженерные изыскания, как правило, ведут раздельно для проектного задания и для рабочих чертежей.

По отдельным менее сложным объектам их обычно стремятся совместить в одну стадию. Инженерные изыскания на стадии проектного задания предусматривают получение материалов, необходимых для разработки проектных решений по основным видам зданий и сооружений, определения очередности строительства и сметной его стоимости. На стадии рабочих чертежей они служат для уточнения и детализации данных, принятых в проектном задании. Если имеются материалы предыдущих изысканий, их используют, уточняя при надобности проведением дополнительных исследований.

В комплекс работ по техническим изысканиям входят топографо-геодезические, инженерно-геологические, почвенные, гидрологические, климатологические и другие исследования. Их задачей является также изучение состояния существующих сооружений, обследование природных запасов и качества местных строительных материалов, сбор исходных данных для составления проекта организации строительства и смет.

Для проектирования фундаментов необходимые сведения о видах грунтов, слагающих площадку строительства, их мощности и характере залегания, а также о степени обводнения грунтовыми водами дают инженерно-геологические изыскания. На их основе главным образом и решают вопросы инженерной оценки территории для различных видов строительства, выбора типа оснований и проектирования фундаментов возводимых сооружений и зданий.

Объем этих изысканий зависит от характера и размеров строительства, степени изученности территории, сложности ее геологического строения и других факторов. Более подробные исследования предпринимают для ответственных и капитальных сооружений. С большей подробностью изучают грунты, обладающие специфическими свойствами (просадочные, отличающиеся неустойчивыми формами залегания, богатые содержанием органических веществ и т. п.).

Для проведения изысканий на местности организуют экспедиции, партии, отряды и бригады, которые оснащают для работы современным техническим оборудованием, транспортными средствами, лагерным и другим снаряжением. Выбор вида подразделения зависит от сложности природных условий района изысканий, намеченного объема работ и сроков их выполнения. Предпринимаемые инженерно-геологические работы регистрируются в установленном порядке в геологических фондах Министерства геологии и охраны недр СССР, куда затем представляют и отчетные материалы по проведенным изысканиям.

§ 12. Инженерно-геологические изыскания для проектного задания

Для освещения в общем виде геологических условий территории предстоящего строительства используют в первую очередь имеющиеся литературные источники, а также отчеты и другие фондовые

материалы, накопленные при различных геологических исследованиях, проводившихся ранее в этом районе. При недостатке указанных данных производят на местности инженерно-геологические съемки, которые в зависимости от размеров изучаемой территории и сложности ее геологического строения выполняют в масштабах 1 : 25 000÷1 : 5000. Для отражения всех особенностей рельефа местности производят топографическую съемку в масштабах 1 : 1000÷1 : 500 с составлением плана в горизонталях, которые обычно проводят через 0,5 *м* по высоте.

Для строительства промышленных предприятий инженерно-геологические изыскания ведут вначале в объеме, необходимом для выбора площадки под строительство. Затем их продолжают на выбранной площадке в целях изучения общего характера ее геологического строения.

При выборе площадки под строительство изыскания носят рекогносцировочный характер и заключаются в обследовании заданной территории, проводимом на основе использования материалов предыдущих геологических съемок и разведок.

При отсутствии или недостатке этих данных изучают грунты по имеющимся на местности обнажениям. В необходимых случаях ведут проходку одной — двух разведочных выработок на каждом геоморфологически однородном участке. Здесь учитывается взаимосвязь разнообразных типов залегания осадочных толщ и магматических масс с формами рельефа, изучаемыми в геоморфологии — науке о рельефе земной поверхности и истории его развития. Глубину разведочных выработок в данном случае назначают из расчета, чтобы пройти всю толщу нескальных грунтов, но обычно не более 30 *м*.

На выбранной площадке разведку ведут подробнее и выполняют ее с таким расчетом, чтобы каждый участок изучаемой территории, характерный в геологическом или геоморфологическом отношении, был освещен не менее, чем одним геологическим разрезом. Расстояние между соседними разрезами и выработками принимают с учетом геоморфологических элементов от 100 до 300 *м*. Выработки стремятся разместить вблизи намечаемого расположения зданий и сооружений, руководствуясь схематическим генеральным планом объекта.

При развертывании городского и поселкового строительства инженерно-геологические изыскания проводят как с целью получения материалов для проекта планировки города или поселка, так и его застройки. По данным изысканий выделяют на обследуемой территории участки, вполне благоприятные, относительно благоприятные и неблагоприятные для строительства. При этом условно благоприятными считают участки, требующие проведения некоторых инженерных мероприятий или ограничений в отношении вида и режима использования территории. К неблагоприятным относят участки, освоение которых связано с проведением сложных и дорогостоящих работ по их инженерной подготовке.

Материалы изысканий для обоснования проекта застройки отдельных микрорайонов, кварталов, улиц и площадей, а также для выбора типа оснований зданий, без учета конкретных габаритов последних, должны освещать геологическое строение и гидрогеологические условия площадок и давать характеристику строительных свойств грунтов. Если уже проведены изыскания для проекта планировки, то они обычно бывают достаточны и для разработки проекта застройки. Для разработки проектного задания на строительство отдельных зданий и сооружений и для составления рабочих чертежей инженерно-геологические изыскания как правило выполняют одновременно.

При инженерно-геологических изысканиях ведут наблюдения за колебаниями уровня грунтовых вод и скоростью их движения. В необходимых случаях производят опытные откачки в целях определения фильтрационной способности водоносных пластов.

Для оценки строительных свойств грунтов и определения их физико-механических характеристик производят лабораторные исследования, а при необходимости — и полевые испытания пробными нагрузками. Определяют также химический состав грунтовых вод в целях выявления их агрессивных свойств.

По результатам проведенных инженерно-геологических изысканий составляют отчет. В нем приводят как программу, так и перечень выполненных работ. Дают описание характерных особенностей рельефа и климатических условий района с указанием глубин промерзания грунтов. Освещают преимущества выбранной площадки, учитывая особенности ее геологического строения и гидрогеологических условий.

В отчет включают данные о физико-механических свойствах грунтов, химическом составе грунтовых вод и признаках их агрессивности, приводят результаты проведенных полевых испытаний и исследований, а также включают сведения о местных строительных материалах. К отчету должны быть приложены обзорная карта района строительства в масштабе 1 : 10 000÷1 : 25 000 с указанием границ обследованной территории, карты инженерно-геологических и топографических съемок, геологические разрезы, таблицы и графики, отражающие результаты различных наблюдений, и фотографии.

§ 13. Инженерно-геологические изыскания для рабочих чертежей

Эти изыскания, выполняемые по установленной программе, проводят в целях детализации и уточнения данных, полученных при исследованиях для проектного задания. Геологические выработки намечают вблизи контура проектируемых зданий и сооружений. При этом учитывают возможность использования результатов ранее выполненных инженерно-геологических съемок. Для изыска-

ний на стадии рабочих чертежей обычно используют топографические планы, выполненные в масштабе 1 : 1000÷1 : 500.

Объем изысканий в значительной мере зависит от сложности инженерно-геологических условий площадки и участков, выделенных на ней под строительство отдельных зданий и сооружений. Эти условия могут быть простыми, средней сложности и сложными.

Участки с простым геологическим строением, расположенные на одном геоморфологическом элементе, характеризуются спокойным и преимущественно горизонтальным напластованием грунтов. Физико-геологические процессы в них практически отсутствуют. Грунтовые воды залегают глубоко, а мощность насыпных грунтов, если они встречаются, не превышает 2 *м*.

Сложные участки, обычно расположенные на нескольких геоморфологических элементах, отличаются весьма пестрым напластованием грунтов, часто осложненным активным проявлением различных физико-геологических процессов. Грунтовые воды на таких участках залегают очень высоко, выше подошвы проектируемых фундаментов. Мощность насыпных толщ может превышать 4 *м*.

Участки средней сложности по характеру залегания грунтов, условиям их обводнения и другим признакам занимают среднее положение между сложными и простыми участками.

Расстояние между разведочными выработками колеблется в зависимости от сложности геологических условий от 20 до 50 *м*. При изучении различных сдвигов, разрывов и других нарушений в залегании пластов и для оконтуривания линз слабых грунтов проходят дополнительные промежуточные выработки. Наоборот, при простом строении и достаточной общей изученности геологии района количество указанных выработок может быть сокращено.

Таблица 5

Глубина разведочных выработок, принимаемая в зависимости от давления на основание

Количество этажей	Ленточные фундаменты зданий			Отдельно стоящие опоры	
	нагрузка от стен, *Т/м*		глубина скважин, *м*	нагрузка от опоры, *Т*	глубина скважин, *м*
	наружных	внутренних			
2	12—14	15—17	6—8	До 50	8
3	18—21	22—26	8	» 100	10
4	24—28	30—35	8—10	» 400	13—15
5	30—35	37—44	8—10	» 1000	15
6	36—42	45—52	10	» 5000	25
7	42—49	52—61	10—15	» 10000	30
8	48—56	57—70	10—15	и более	

Проходку разведочных выработок ведут на глубину, достаточную, чтобы изучить виды и особенности залегания грунтов в пределах всей сжимаемой толщи, входящей в расчет осадки фундаментов. При отсутствии этих данных глубину выработок ниже подошвы проектируемых фундаментов принимают ориентировочно в зависимости от давления на основание по табл. 5.

Все архивные и полученные вновь материалы разведки грунтов обобщают и используют для составления технического заключения (отчета). В нем излагают краткое содержание проведенных работ и дают инженерно-геологическую характеристику грунтов оснований для отдельных зданий и сооружений. Кроме того, приводят рекомендации по выбору типа фундаментов и глубине их заложения, а также указания по осушению грунтов и другим мероприятиям, применение которых с инженерно-геологической точки зрения целесообразно.

§ 14. Геологоразведочные работы и их документация

К геологоразведочным работам приступают после разбивки на местности всех намеченных выработок и пунктов расчистки естественных обнажений, а также установления их координат в плане и абсолютных высотных отметок поверхности земли в точках их расположения. Каждой выработке присваивают свой номер, который вписывают в журнал разведки, отмечают на чертежах и вносят в другие отчетные документы.

Для изучения грунтов и последовательности их напластования по данным обнажений на склонах местности и в откосах ведут их расчистку сверху вниз в пределах некоторой полосы. Составляют описание грунтов, измеряют мощность их слоев и делают необходимые зарисовки.

При шурфовании проходят разведочные колодцы или шурфы круглой, квадратной и прямоугольной формы. Круглые шурфы, именуемые «дудками», проходят диаметром 0,8—1,0 *м* в связных и достаточно сухих грунтах, не требующих крепления стенок. Обычные размеры прямоугольных шурфов $1{,}0 \times 1{,}2$ *м*, но в зависимости от глубины отрывки они могут быть и большими. В креплениях стенок шурфов оставляют окна через каждые 0,5 *м* для осмотра грунтов и взятия проб для лабораторных исследований. Шурфование применимо в основном в необводненных грунтах.

Скважины в грунтах бурят диаметром $100 \div 325$ *мм*, которые крепят обсадными трубами, чтобы предохранить извлекаемые из глубины образцы от засорения грунтами, случайно обвалившимися из вышележащих слоев. Бурение возможно в любых грунтах, но отбирать их пробы с ненарушенным строением затруднительно и лишь в малых объемах с помощью специальных грунтоносов. Поэтому при разведке грунтов 5—10% выработок стремятся выполнить путем шурфования. При встрече с каждым водоносным горизонтом

отмечают уровень появившейся воды, а через некоторое время и установившийся ее уровень в целях определения напора.

Когда при бурении будет достигнут водоупорный пласт, в него заглубляют фрезер обсадных труб, чтобы перекрыть пройденный водоносный слой, а содержащуюся в скважине воду откачивают. Дальнейшее бурение ведут комплектом меньшего диаметра. По окончании геологоразведочных работ обсадные трубы извлекают, а все выработки (скважины, шурфы) тщательно заполняют утрамбованным глинистым грунтом.

В последние годы в практике геологоразведочных работ находят применение новые способы проходки скважин путем вибробурения и шнекового бурения, которые отличаются высокой производительностью.

При вибробурении, предложенном у нас профессором Д. Д. Барканом в 1950 г., скважину разрабатывают виброзондом, представляющим собой отрезок трубы с продольной прорезью. За один заход виброзонд погружается на глубину 2—3 *м*, после чего его извлекают вместе с пробой (керном) заключенного в нем грунта, природное состояние которого в основном сохраняется.

Виброзонды пригодны для проходки скважин на глубину до 25÷30 *м* в самых разнообразных грунтах, кроме скальных, полускальных и каменистых. Для их погружения применяют вибраторы или вибромолоты, при работе которых создаются вертикальные колебания высокой частоты (до 2500 *об/мин*).

Конструкция вибромолотов по сравнению с вибраторами сложнее, но их применение считают предпочтительным, так как здесь погружение вследствие сочетания вибрации с ударным действием бойка идет эффективнее. Для разведки грунтов чаще применяют легкие вибромолоты весом 100—120 *кГ* с электродвигателем мощностью 1,5—2,0 *квт*.

При шнековом бурении скважины разрабатывают при помощи особых штанг — шнеков, на поверхности которых устроена винтовая спираль из тонкой стальной полосы. Отдельные шнеки путем наращивания соединяют между собой по мере углубления скважины. Образуемый буровой снаряд имеет вид винтового транспортера, по которому во время его вращения непрерывно подается вверх выбуренная порода. Однако природное состояние грунта здесь нарушается.

По образцам, извлекаемым из выработок, описывают виды пройденных грунтов, отмечая их влажность, плотность, цвет и другие характерные признаки. Наименование грунтов дополняют геологическими характеристиками, определяющими их возраст и происхождение (морена, древний аллювий и т. п.).

Для более подробного изучения образцы грунтов направляют в лабораторию, где определяют:

для скальных грунтов — пределы прочности при сжатии, а также их растворимость и размягчаемость в воде;

для крупнообломочных — гранулометрический состав;

для песчаных — гранулометрический состав, удельный и объемный вес, влажность, коэффициент пористости, сжимаемость, угол внутреннего трения и угол естественного откоса;

для глинистых грунтов — влажность, число пластичности и состояние консистенции, удельный и объемный вес, коэффициент пористости, сжимаемость, угол внутреннего трения и удельное сцепление, а для лессовых грунтов — еще и степень их просадочности.

Скважина N°3

N° п/п	Описание грунтов	Мощность пластов, м	Глубина до подошвы пласта, м	Условные обозначения ▽ 24,80	Абсолютные отметки подошвы пластов, м
1	Насыпной слой-супесь с органическими включениями, кирпичным щебнем и шлаком	1,50	1,50		23,30
2	Песок мелкий илистый средней плотности	2,15	3,65		22,80 21,15
3	Песок тонкозернистый пылеватый слюдистый средней плотности	1,35	5,00		19,80
4	Супесь пылеватая слюдистая средней плотности	3,20	8,20		16,60
5	Глина ленточная пластичная	3,90	12,10		12,70
6	Суглинок плотный валунный (морена)	Более 3,00	—		9,70

Рис. 21. Вертикальный разрез грунтов по данным геологоразведочной выработки (скважины, шурфа)

При наличии в грунтах органических веществ их количество определяют по результатам потерь при прокаливании.

В зависимости от условий хранения и транспортировки образцов, отобранных для лабораторных исследований, их влажность и пористость могут измениться. Поэтому образцы грунтов должны хорошо упаковываться, защищаться от потери влаги парафиновой или иной непроницаемой оболочкой и своевременно доставляться в лабораторию. Целесообразно применять переносные полевые лаборатории, позволяющие вести необходимые исследования грунтов непосредственно на строительной площадке.

По данным разведки грунтов, внесенным в журналы бурения и шурфования, составляют вертикальные разрезы для каждой геологической выработки (рис. 21). На этих чертежах показывают наи-

менования грунтов, показывают мощность их слоев, отметки поверхности земли и границ раздела между пластами, а также обозначают все пройденные горизонты грунтовых вод и величину их напора.

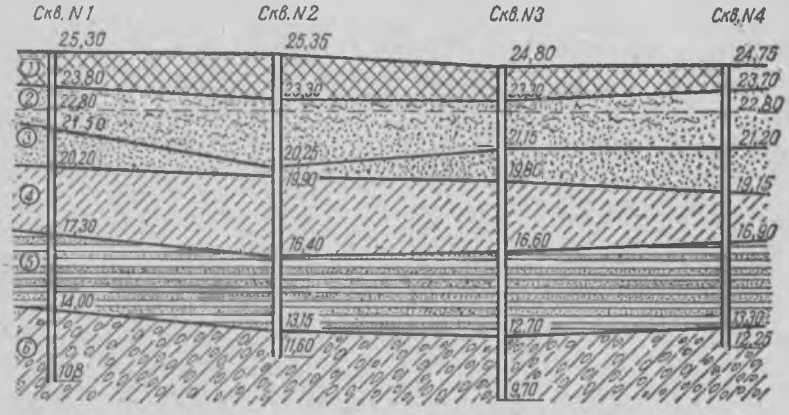

Рис. 22. Геологический профиль. Слева цифрами (в кружках) обозначены порядковые номера грунтов, наименования которых даны на разрезе скважины № 3 (см. рис. 21)

При последующей обработке разрезы по отдельным выработкам объединяют в геологические профили (рис. 22).

§ 15. Полевые исследования прочностных свойств грунтов

При недостатке исходных данных для расчета осадки фундаментов в практике полевых исследований грунтов нередко производят их испытания пробными нагрузками. Такие испытания полезны также для выявления просадочных свойств лессовых и некоторых других видов грунтов, которые наблюдаются при их замачивании.

Для испытаний грунтов обычно используют стандартные штампы квадратной и круглой формы. Квадратные штампы имеют размеры подошвы $70{,}7 \times 70{,}7 = 5000$ *см*^{2}; их обычно изготовляют из железобетона. Они служат для испытаний грунтов в шурфах и котлованах. Круглые штампы изготовляют в виде стальных дисков с площадью подошвы 600 *см*^{2} и применяют их для испытаний грунтов в скважинах.

При испытаниях в шурфе штамп устанавливают в центральной части его дна, на выровненную под горизонтальную плоскость поверхность. Остальной части дна шурфа придают уклоны в 1 : 100 в стороны от штампа. Если при установке штампа под ним останутся неровности, он будет опираться на грунт лишь частью своей подошвы, и результаты испытаний окажутся искаженными явлением раздавливания несрезанных его бугорков. Для лучшего контакта подошвы штампа с грунтом его рекомендуют устанавливать на предварительно уложенный толщиной 5 *см* слой чистого сухого мелкозернистого песка или цементного раствора составом 1 : 4 ÷ 1 : 5, кроме того, принимают меры к защите исследуемого грунта от высыхания, увлажнения атмосферными осадками и замораживания. Для лабораторных работ отбирают монолиты грунтов размерами $15 \times 15 \times 15$ *см*.

Общий вид установки для испытаний грунтов в шурфах или котлованах приведен на рис. 23. Установка состоит из штампа *0* и платформы *3*, укрепленной на стойке *1* с помощью подкосов *2*. От возможных перекосов и опрокидывания платформа удерживается рычагами *4*, оборудованными на своих наружных концах упорами *6*. Концы рычагов подвешены на болтах к поперечинам *5*, укрепленным на анкерных сваях *7*. Эти болты при осадке штампа ослабляют, непрерывно наблюдая, чтобы положение рычагов постоянно оставалось горизонтальным.

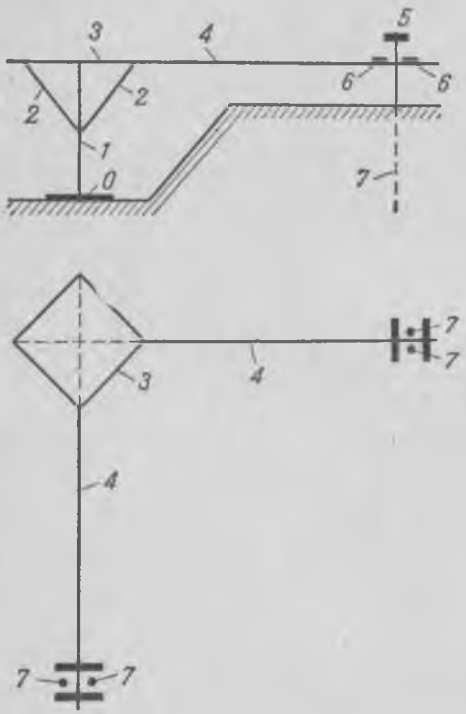

Рис. 23. Схема установки для испытания грунтов пробной нагрузкой в котловане или шурфе

Скважины, предназначенные для испытаний грунтов, бурят диаметром не менее 325 *мм* и закрепляют обсадными трубами. Без обсадки оставляют лишь последние 5 *см*, а с глубины на 20—25 *см* выше намеченной отметки испытания извлекают грунтоносом образец для лабораторных исследований. Перед установкой штампа дно скважины выравнивают специальным зачистителем. Используют также штампы, в плоскости подошвы которых устроены радиально расположенные ножи. Для зачистки скважины они открываются, а срезаемый грунт перемещается внутрь штампа, имеющего форму стакана.

Общий вид установки для испытания грунтов в скважине показан схематически на рис. 24. Установка состоит из штампа *1*, штанги *2*, платформы *3* с подвесками *4* и направляющих устройств *5*.

Нагружение штампов ведут ступенями, обычно по 0,5 *кГ/см²* для плотных и по 0,25 *кГ/см²* — для более слабых грунтов. Нагружают штампы любыми имеющимися на месте материалами (кирпич, железобетонные детали, рельсы, балки и т. п.).

При определении количества грузов для первой ступени нагрузки учитывают вес установки. После каждой ступени нагружения фиксируют осадки штампа во времени, причем наблюдения продолжают до тех пор, пока приращение осадки не станет менее 1 *мм* за

сутки или 0,1 *мм* за каждые 2 *ч* наблюдений. В этом случае осадку считают условно стабилизировавшейся и переходят к следующей ступени нагружения штампа.

Испытания прекращают, когда будет достигнуто предельное состояние в сопротивлении грунта, которое характеризуется или выпиранием грунта или образованием крупных, видимых глазом, трещин вокруг штампа, возможно также резкое увеличение осадки при малом возрастании нагрузки или длительная не затухающая во времени осадка.

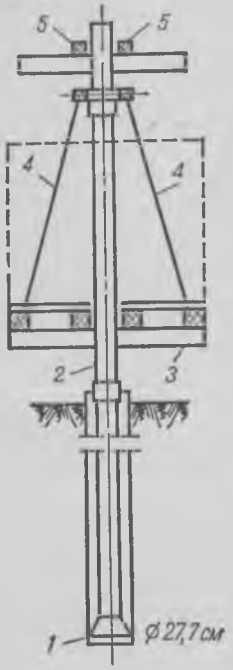

Рис. 24. Схема установки для испытания грунтов пробной нагрузкой в скважине

По полученным опытным данным строят график зависимости осадки штампа S от нагрузки p (рис. 25). Участки ступенчатой пунктирной линии *0 1*, 1_1, *2*, 2_1 *3*, ... изображают увеличение осадки штампа, которое произошло при его нагружении той или иной ступенью. Вертикальные отрезки *1* 1_1, *2* 2_1, *3* 3_1, ...дают значения осадки,

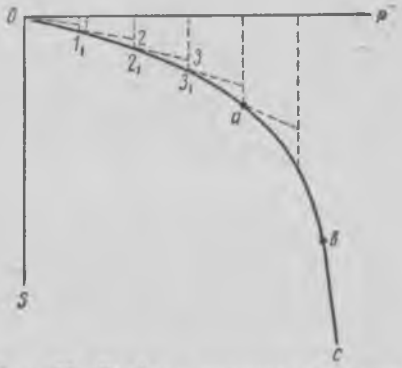

Рис. 25. График зависимости осадки штампа S от нагрузки p

найденные в период наблюдений за ее ходом во времени до наступления стабилизации. Искомый график зависимости S от p представлен сплошной линией *0* 1_1 2_1 3_1, ...Его используют для определения модуля деформации E исследуемого грунта, модуль E представляет собой величину, аналогичную модулю Юнга, применяемому в расчете деформаций упругих тел (см. § 30).

Для лёссовых грунтов в целях изучения просадочных свойств применяют испытания с искусственным замачиванием. Их производят на достаточном удалении от возводимых зданий и сооружений, чтобы не вызвать случайного проникания воды в толщу их оснований. При этих испытаниях штамп устанавливают на слое подсыпки из крупного песка или гравия толщиной 10 *см*. Затем его обычным по-

рядком нагружают, пока давление на грунт не достигнет величины, принятой в проекте устройства фундаментов.

После стабилизации осадки штампа в котлован осторожно заливают воду до полного насыщения дренирующего слоя. Состояние насыщения поддерживают до тех пор, пока не наступит стабилизация в осадке штампа, возобновляющейся в результате замачивания грунта. Проведенные испытания используют для определения дополнительной осадки фундаментов зданий и сооружений, которая может произойти, если в толщу их основания проникнет вода.

Кроме штампов, оборудованных загрузочными платформами, широко применяют установки, в которых нагрузка на грунт передается с помощью гидравлических домкратов. Распор от домкрата воспринимается сверху балкой, перекрывающей шурф, в котором установлен опытный штамп. Концы балки закреплены неподвижно на анкерных свайках или находятся под воздействием соответствующей пригрузки. Нагружение, как и в предыдущем случае, ведут ступенями, о величине которых судят по показаниям манометра. При этом учитывают, что домкраты не могут длительное время выдерживать заданное давление и производят периодическую подкачку в них масла.

Этот недостаток устранен в установках НИИ оснований (1957 г.) с автоматическим устройством, обеспечивающим постоянство заданного давления в домкрате. В целях уменьшения веса установки балка, перекрывающая шурф, вместе с пригрузочными и анкерными устройствами по концам, заменена винтовыми упорами, которые подобно подкосам передают распор от домкратов на стенки шурфа, облицованные дощатым креплением.

Для сравнительной оценки плотности грунтов, находящихся в природных условиях залегания, производят их испытания способами статического и динамического зондирования, которые называют также испытаниями на п е н е т р а ц и ю (проникание). По своей идее эти испытания сходны с применявшимися в старину опробованием грунтов на прочность с помощью обыкновенного ломика. Однако в современных условиях они позволяют производить обследование грунтов на глубину до 15÷20 *м* и более.

Применяемые для указанных исследований зонды представляют собой штангу с укрепленным на нижнем конце наконечником, которому придают форму конуса с углом 60° у вершины. В качестве штанги используют стальные трубы диаметром от 36 до 74 *мм*, которые по мере погружения наращивают.

При с т а т и ч е с к о м з о н д и р о в а н и и о плотности грунта судят по величине осевого усилия, необходимого для вдавливания зонда на требуемую глубину, которое производят со скоростью $v \leqslant 0{,}5$ *м/мин*. В случае д и н а м и ч е с к о г о з о н д и р о в а н и я косвенным показателем плотности грунта является число ударов стандартного груза, падающего с определенной высоты и производящего заданное заглубление зонда. В практике полевых иссле-

дований наибольшее распространение получили испытания грунтов способом статического зондирования. Для этого созданы удобные в работе установки, включая самоходные варианты их устройства.

Зондирование позволяет оконтурить на местности участки залегания слабых грунтов. Его применяют также для оценки плотности грунтов в дорожных насыпях и других земляных сооружениях, где используемые в работе зонды обычно называют *плотномерами*. В последние годы методом зондирования определяют и прочностные характеристики грунтов, используемые в расчете несущей способности свай.

Для изучения сопротивления грунтов сдвигу в полевых условиях часто применяют лопастной прибор, называемый иногда крыльчаткой. Он состоит из тонких металлических пластин, лопастей, соединенных между собой крестообразно (рис. 26).

Для исследований этот прибор, укрепленный на нижнем конце штанги, опускают в скважину и вдавливают в ненарушенный грунт на глубину 50÷60 *см*; под действием крутящего момента штанга с прибором вращается, вызывая также вращение грунта, заключенного между лопастями. Срез в грунте происходит по цилиндрической поверхности, проходящей по наружным кромкам лопастей.

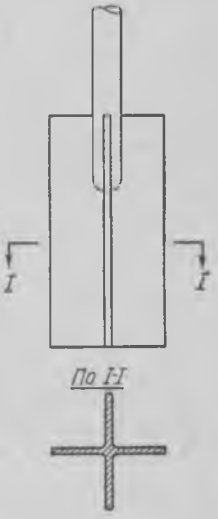

Рис. 26. Схема лопастного прибора

Этим прибором пользуются для исследований сопротивления сдвигу в пластичных глинистых грунтах. Прибор позволяет также оценить прочность структурных связей в грунте. Это достигается посредством сравнения усилий, затрачиваемых в начале опыта на срез в грунте, с усилиями, необходимыми для последующего вращения прибора.

В практике полевых исследований грунтов применяют также прибор, называемый *прессиометром*. Он служит для определения модуля деформации грунта E в природных условиях его залегания. Прибор состоит из металлической трубки, на нижнем конце которой укреплена эластичная камера, свободно расширяющаяся в стороны под влиянием давления изнутри. Его опускают в скважину на требуемую глубину и заполняют водой.

Нагружение ведут давлением сжатого воздуха, величину которого определяют по показаниям манометра. Под влиянием этого давления вода, заполняющая прибор, вытесняется в камеру, которая расширяется в стороны, вызывая деформации в окружающем грунте. О величине этих деформаций судят по объему воды, вошедшей в камеру. По данным наблюдений строят график зависимости деформации грунта от нагрузки, который и используют для определения модуля деформации грунта E. Прессиометр применим главным образом для испытаний однородных изотропных грунтов.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Глава V

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТЕ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

§ 16. Основные положения

Предельными считают такие состояния конструкций их оснований, с наступлением которых они теряют способность сопротивляться внешним воздействиям или в них появляются недопустимые деформации и местные повреждения, вследствие чего конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям вследствие появления недопустимых деформаций и местных повреждений.

Методика расчета конструкций и их оснований по предельным состояниям, предложенная советскими учеными, была положена в основу при переработке Строительных норм и правил в 1954 г. и ее применение является обязательным. Этой методикой установлены следующие предельные состояния конструкций, определяемые:

а) несущей их способностью (прочностью, устойчивостью или выносливостью);

б) развитием чрезмерных деформаций от статических и динамических нагрузок;

в) образованием трещин или появлением недопустимых местных деформаций.

При расчете по предельным состояниям различают нормативные и расчетные внешние нагрузки. Нормативными нагрузками называют наибольшие, установленные нормами, величины нагрузок, которые допускаются при нормальной эксплуатации конструкций и их оснований.

Расчетные нагрузки получают путем умножения нормативных нагрузок на соответствующие *коэффициенты перегрузок n*, учитывающие опасность превышения (а в некоторых случаях

и уменьшения) последних вследствие возможных отклонений значений фактических нагрузок от нормативных.

Коэффициенты перегрузки обычно колеблются в пределах 1,1÷÷1,4. Меньшие из них относятся к подсчетам нагрузки от собственного веса, а большие — к полезной нагрузке, изменчивость в колебаниях которой может быть более значительной.

Для определения расчетной нагрузки от собственного веса грунта коэффициент перегрузки обычно принимают не менее 1,2.

Прочность материалов характеризуют величиной их нормативного и расчетного сопротивлений. Нормативным называют сопротивление материалов $R^н$ силовым воздействиям, установленное нормами в качестве характеристики их механических свойств.

Расчетное сопротивление R получают путем умножения нормативного сопротивления на коэффициент однородности κ, учитывающий изменчивость механических свойств материалов. При определении физико-механических свойств грунтов коэффициент однородности обычно принимают в пределах 0,8÷0,95. В других расчетах, где неоднородность состава и изменчивость свойств грунтов могут проявиться более заметно, значение этого коэффициента соответственно снижается.

Особенности работы конструкций и их оснований в расчетах по предельным состояниям уточняют применением коэффициента условий работы m. Этим коэффициентом учитывают, например, влияние концентрации напряжений, возможность хрупкого разрушения в материалах, влияние агрессивной среды и других факторов и их комбинаций, которые прямым путем в расчете отразить не представляется возможным.

При расчетах учитывают следующие внешние нагрузки: а) основные, состоящие из нагрузок, постоянно действующих на сооружение и его основание или обычно возникающих при их эксплуатации; б) дополнительные, состоящие из комбинации основных нагрузок с нагрузками, не связанными с нормальной эксплуатацией сооружения и возникающими нерегулярно; в) особые, состоящие из комбинаций основных и дополнительных нагрузок с нагрузками, имеющими аварийный характер и возникающими в исключительных условиях.

Величины расчетных нагрузок, кроме собственного веса, при расчетах на дополнительные и особые сочетания нагрузок умножают на коэффициенты, соответственно равные 0,9 и 0,8.

§ 17. Два предельных состояния для грунтов оснований

Грунты начинают выполнять роль основания с начала строительства на них сооружения. Под влиянием внешней нагрузки в них возникают напряжения. Чрезмерное развитие этих напряжений может вызвать нарушение устойчивости основания и аварийное состояние сооружения. Поэтому одним из предельных состояний

для грунтов оснований является потеря ими устойчивости под влиянием приложенной нагрузки.

Развитие напряжений в грунтах вызывает появление в них соответствующих деформаций, в результате чего возникают осадки фундаментов. Чрезмерный рост этих осадок, имеющих нередко неравномерный характер, может также привести надфундаментную конструкцию в предельное состояние. В связи с этим другим предельным состоянием оснований следует считать такое развитие в них деформаций, которое является предельно допустимым для той или иной конструкции возводимого сооружения.

В настоящее время в расчете оснований рассматриваются их предельные состояния по устойчивости и по деформациям. При этом оба вида указанных состояний между собой, как правило, не совпадают. Нередко оказывается, что несущая способность грунтов по устойчивости еще далеко не исчерпана, а в осадках фундаментов уже достигнуто предельное состояние их развития. Поэтому расчет оснований по деформациям обычно считают основным, а расчету устойчивости грунтов чаще придают значение поверочных вычислений.

В соответствии с общими положениями расчет устойчивости оснований ведут на воздействие расчетных нагрузок, а расчет по деформациям — на действие нормативных нагрузок, приложенных к ним от фундаментов.

Расчеты оснований по предельным состоянием позволяют более точно оценить их несущую способность и в ряде случаев обоснованно принять более высокие нагрузки на грунты. Это дает экономию в расходовании средств на строительство и нередко способствует сокращению его сроков.

§ 18. Предельные величины деформаций для грунтов оснований

Для обеспечения нормальных условий эксплуатации зданий и сооружений, если специальные мероприятия по их приспособлению к неравномерным осадкам не были проведены, требуется, чтобы деформации их основания не превышали установленных нормами предельных величин, значения которых даются в табл. 6.

Если основание состоит из однородных грунтов, имеющих горизонтальное напластование, а их сжимаемость с глубиной не увеличивается, то считают возможным ограничиться определением средней осадки фундаментов проектируемых зданий и сооружений, которую определяют по формуле

$$S_{\text{ср}} = \frac{S_1F_1 + S_2F_2 + \ldots + S_nF_n}{F_1 + F_2 + \ldots + F_n}, \qquad (42)$$

где $S_1, S_2, \ldots S_n$ — осадки отдельных фундаментов;
$F_1, F_2, \ldots F_n$ — размеры площади их подошвы.

Величину предельной средней осадки для зданий с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами принимают равной

Таблица 6

Предельные величины разности осадок и крена фундаментов, относительных прогибов стен и уклонов подкрановых путей

Наименование нормируемых величин	Для песчаных и для глинистых грунтов твердой консистенции	Для глинистых грунтов пластичной консистенции
1. Разность осадок фундаментов колонн зданий при расстоянии между их осями, равном l:		
а) для железобетонных и стальных рамных конструкций	0,002 l	0,002 l
б) для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007 l	0,001 l
в) для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов	0,005 l	0,005 l
2. Относительный прогиб несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены):		
а) крупнопанельных бескаркасных . . .	0,0005	0,0007
б) крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007	0,001
в) крупноблочных и кирпичных, армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,001	0,0013
3. Относительный прогиб стен одноэтажных промышленных и других аналогичных по своей конструкции зданий (в долях от длины изгибаемого участка)	0,001	0,001
4. Крен сплошных и кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и другие аналогичные сооружения) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004
5. Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004	0,004
6. Поперечный уклон подкрановых путей (перекос моста крана)	0,003	0,003

8 *см*, если отношение длины стены к ее высоте вместе с фундаментом превышает 2,5. Когда это отношение меньше 1,5, указанная осадка может достигать 10 *см*.

Средняя осадка крупноблочных и кирпичных зданий, армированных железобетонными или железокирпичными поясами, может достигать 15 *см* вне зависимости от отношения длины стены к ее высоте. Для крупнопанельных и крупноблочных бескаркасных зданий предельную величину средней осадки принимают 8 *см*, а для зданий с каркасом по полной схеме она может быть равна 10 *см*.

Для одноэтажных промышленных и других подобных им зданий допускаются осадки отдельных фундаментов до 8 и 12 *см* при

шаге колонн, соответственно равном 6 и 12 *м*. Осадка сплошных железобетонных фундаментов доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и других аналогичных сооружений может достигать 30 *см*.

Допустимые осадки мостовых опор и горизонтальные перемещения их верха устанавливают в зависимости от длины меньшего из примыкающих к опоре пролетов l, принимаемой однако не менее 25 *м*. Указанные деформации во всех случаях проектирования этих сооружений, как правило, не должны превышать следующих величин, которые при подстановке l в *м* считают выраженными в *см*:

$1{,}5\sqrt{l}$ — для полной равномерной осадки опоры;

$0{,}75\sqrt{l}$ — для разности полных равномерных осадок смежных опор;

$0{,}5\sqrt{l}$ — для горизонтального перемещения верха опоры.

Вычисленную величину деформации основания в необходимых случаях учитывают раздельно для периодов строительства и последующей эксплуатации возводимых зданий и сооружений. Если скорость роста давления на основание не превышает 1 *кГ/см*^{2} в месяц, допускается считать, что осадки фундаментов на песках и на глинистых грунтах твердой консистенции заканчиваются за время строительства. Осадки фундаментов на глинистых грунтах с показателем консистенции $B \geqslant 0$ принимают за время строительства в половинном размере, а остальную часть относят к периоду эксплуатации.

Глава VI

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ

§ 19. Напряженное состояние в точке грунтового массива

Нагрузка от сооружения и собственного веса грунта распространяется вниз и в стороны по грунтовому скелету, в связи с чем в точках взаимного контакта частиц возникают различные реальные силы. Направление этих сил многообразно и зависит от характера взаимного расположения частиц и особенностей строения структурной решетки грунта.

Для определения понятия о напряжении в грунте мысленно разделим массив грунтового скелета на две части плоскостью, в пределах которой выделим небольшую площадку произвольной формы (рис. 27). На эту площадку со стороны одной части разделенного плоскостью грунта будут действовать силы P_1, P_2, ..., P_n, а с другой — их реакции P'_1, P'_2, ..., P'_n. Указанные силы и их реакции могут иметь различные направления, но по закону «действие равно противодействию» их равнодействующие равны и взаимно противоположны ($\sum P_n = \sum P'_n$).

Систему реальных отдельных сил, приложенных к площадке, можно заменить распределенным давлением, соблюдая условие, чтобы их равнодействующие совпадали по величине и направлению. Тогда давление от распределенной нагрузки, приходящееся на единицу площади, будет определять собой величину напряжения p в рассматриваемой площадке. Это напряжение может несколько меняться в зависимости от формы самой площадки, но различие в его величине будет небольшим, если линейные размеры площадки достаточно велики в сравнении с размерами частиц.

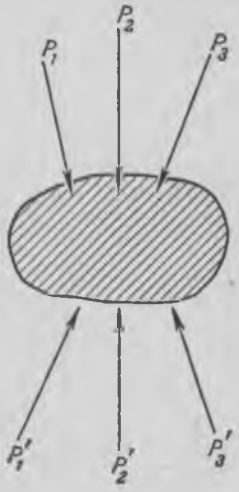

Рис. 27. Схема к определению понятия о напряжении в грунтовом скелете

Для изучения распределения напряжений в какой-либо точке внутри грунта обычно выделяют у этой точки трехгранную призму и рассматривают условия ее равновесия. Длину такой призмы в случае плоской задачи принимают равной единице.

Мысленно представленная призма должна иметь весьма малые поперечные размеры по сравнению с общими размерами земляной массы, чтобы можно было ее считать бесконечно малой и рассматривать распределение напряжений в точке. С другой стороны, эти размеры должны быть также достаточно большими по сравнению с отдельными частицами грунта, чтобы можно было применять теорию напряжений.

По боковым граням выделенной указанным образом призмы приложены от окружающего грунта нормальные и касательные напряжения. Величина этих напряжений будет изменяться при изменении положения боковых граней призмы. Подробное изучение этого вопроса, приводимое в курсах сопротивления материалов, показывает, что в каждой точке существуют две такие взаимно перпендикулярные площадки, в которых касательные напряжения равны нулю. Эти площадки, как известно, называются *главными площадками*, а действующие в них нормальные напряжения — *главными напряжениями*,

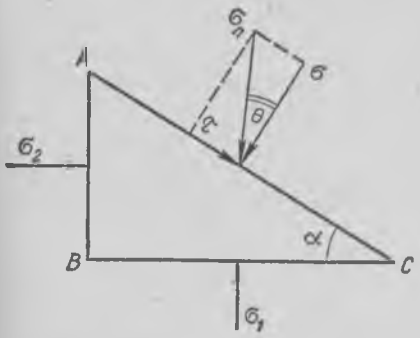

Рис. 28. Распределение напряжений по граням элементарной трехгранной призмы. Грани AB и BC ориентированы по направлению главных площадок

Если грани AB и BC, образующие в рассматриваемой призме прямой угол ABC, ориентировать по направлению главных площадок, то к ним будут при-

ложены лишь нормальные напряжения σ_1 и σ_2, являющиеся главными, а касательные напряжения будут отсутствовать (рис. 28).

По грани AC, составляющей с одной из главных площадок угол α, будут действовать нормальное и касательное напряжения σ и τ, величина которых определится следующими известными уравнениями:

$$\left.\begin{aligned}\sigma &= \sigma_1 \cos^2\alpha + \sigma_2 \sin^2\alpha,\\ \tau &= \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\sin 2\alpha.\end{aligned}\right\} \qquad (43)$$

Полное напряжение, приложенное к грани AC, будет равно $\sigma_n=\sqrt{\sigma^2+\tau^2}$, а его отклонение от нормали образует угол θ, называемый *углом отклонения*. С изменением α изменяются σ_n и θ. Когда $\alpha=0$, $\sigma_n=\sigma_1$, а при $\alpha=90°$ получим $\sigma_n=\sigma_2$, причем в обоих этих случаях $\theta=0$.

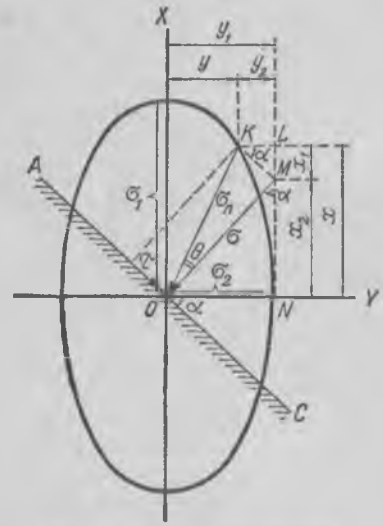

Рис. 29. Эллипс напряжений

Для определения зависимости σ от α возьмем наклонную площадку AC, из середины которой проведем оси координат OX и OY, совмещая их с главными площадками (рис. 29).

Величину напряжения σ_n изобразим отрезком OK, координаты точки K которого будут $x=x_1+x_2$ и $y=y_1-y_2$. Так как $x_1=LM=\tau\sin\alpha$; $x_2=MN=\sigma\cos\alpha$; $y_1=ON=\sigma\sin\alpha$ и $y_2=KL=\tau\cos\alpha$, то координаты точки K получат значения: $x=\sigma_1\cos\alpha$ и $y=\sigma_2\sin\alpha$.

Отсюда легко можно получить следующее известное уравнение эллипса напряжений, которое характеризует распределение напряжений в точке по различным площадкам применительно к условиям плоской задачи:

$$\frac{x^2}{\sigma_1^2}+\frac{y^2}{\sigma_2^2}=1. \qquad (44)$$

Для определения зависимости θ от α можно будет написать следующее уравнение, где знак плюс отвечает случаю, когда $\sigma_1>\sigma_2$, а минус, когда $\sigma_1<\sigma_2$:

$$\operatorname{tg}\theta=\pm\frac{\tau}{\sigma}=\pm\frac{(\sigma_1-\sigma_2)\operatorname{tg}\alpha}{(\sigma_1+\sigma_2)\operatorname{tg}^2\alpha}. \qquad (45)$$

Из всех возможных значений θ представляет интерес наибольший угол отклонения $\theta_{макс}$, для нахождения которого возьмем произ-

водную от выражения 45 по $\operatorname{tg}\alpha$ и приравняем ее нулю:

$$\frac{d(\operatorname{tg}\theta)}{d(\operatorname{tg}\alpha)} = \pm\frac{(\sigma_1-\sigma_2)(\sigma_1-\sigma_2\operatorname{tg}^2\alpha)}{(\sigma_1+\sigma_2\operatorname{tg}^2\alpha)^2} = 0. \qquad (46)$$

Так как для грунтов обычно σ_1 не равно σ_2, то полученное выражение обращается в нуль при $\sigma_1-\sigma_2\operatorname{tg}^2\alpha=0$. Отсюда находим:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2\alpha. \qquad (47)$$

В формуле 45 числитель и знаменатель можно разделить на σ_2, а затем отношение σ_1 к σ_2 заменить по условию 47. В результате будем иметь: $\operatorname{tg}\theta_{макс}=\pm\operatorname{ctg}2\alpha$, а это дает $\alpha=45^\circ\pm\theta_{макс}/2$. Подставив найденное значение α в уравнение 47 и считая при этом, что $\sigma_1>\sigma_2$, получим:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\theta_{макс}}{2}\right) \quad \text{или} \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1+\sin\theta_{макс}}{1-\sin\theta_{макс}}. \qquad (48)$$

Из изложенного видно, что направление площадки, соответствующей углу наибольшего отклонения, всегда составляет с малой осью эллипса напряжений угол $45^\circ+\theta_{макс}/2$. В каждом эллипсе таких площадок две, для которых характерно также и наибольшее отношение касательного напряжения к нормальному $\tau/\sigma_{макс}$.

Наибольшее же касательное напряжение $\tau_{макс}$, как это следует из соответствующей формулы 43, будет при $\sin 2\alpha=1$ или когда $\alpha=45^\circ$. Таких площадок также две, и они делят угол между главными площадками пополам.

Нарушение прочности в той или иной точке внутри грунта рассматривают как нарушение целости строения в ней грунтового скелета, когда образуется сдвиг одних частиц по другим. Это смещение может произойти либо под влиянием наибольших касательных напряжений $\tau_{макс}$ по площадкам, идущим под углом 45° к главным площадкам, либо под влиянием касательных напряжений τ, приложенных к площадкам наибольшего угла отклонения, когда $\theta_{макс}$ становится равным значению угла внутреннего трения грунта φ.

В нескольких грунтах преимущественно наблюдается сдвиг по площадкам, отвечающим наибольшему углу отклонения. В связи с этим предельное состояние прочности в точке грунтового скелета, если также считать, что $\sigma_1>\sigma_2$, будет характеризоваться следующим выражением:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}. \qquad (49)$$

Отсюда также находим, что

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2}. \qquad (50)$$

Если в грунте имеется всестороннее внутреннее давление, определяемое по гидростатическому закону, то для нахождения σ_1 и σ_2

его суммируют с главными напряжениями, возникающими в рассматриваемой точке от действия внешней нагрузки.

Вопрос о прочности грунтового скелета в точке имеет большое значение при оценке устойчивости оснований и земляных масс. Действительно, если условия нагружения окажутся такими, что в грунте произойдет нарушение прочности во многих точках, расположенных по некоторой траектории, то это может привести к образованию в нем поверхности скольжения и вызвать опасный сдвиг.

Рассматривая характер распределения напряжений вокруг точки по всем направлениям в пространстве, получим *эллипсоид напряжений*. В этом случае в любой точке напряженного тела будут

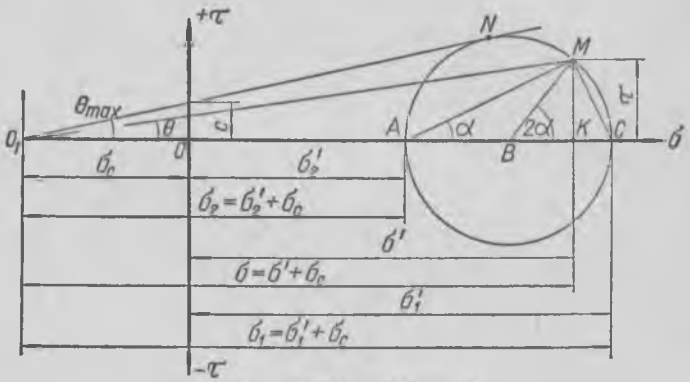

Рис. 30. Круг Мора

существовать уже три взаимно перпендикулярные главные площадки, в которых будут действовать лишь нормальные напряжения, называемые главными.

Когда эллипсоид имеет две одинаковые оси, его называют эллипсоидом вращения. Если же все главные напряжения будут равны между собой, эллипсоид получает форму шара. В этом случае в любых площадках будут действовать лишь нормальные напряжения, а касательные будут отсутствовать. Такое напряженное состояние, свойственное жидкостям (закон Паскаля), обычно называют г и д р о с т а т и ч е с к и м.

Для исследования напряжений в какой-либо точке часто пользуются кругом Мора (рис. 30). При его построении на оси $O\sigma$ откладывают от точки O два отрезка $OC=\sigma_1'$ и $OA=\sigma_2'$, где σ_1' и σ_2' — главные напряжения от действия внешней нагрузки. В противоположную сторону от той же точки откладывают отрезок $OO_1=\sigma_0$, обозначающий величину всестороннего внутреннего давления в грунте. Если всестороннее внутреннее давление означает давление связности, то $\sigma_0=\sigma_c$.

На отрезке AC строят круг Мора радиусом AB. Координаты точек полуокружности, например $ANMC$, дают значения нормальных

и касательных напряжений, действующих по всем площадкам одной четверти эллипса. Чтобы получить напряжения в площадках, идущих под углом α к малой оси эллипса, надо провести радиус BM, составляющий угол 2α с осью $O_1\sigma$. Тогда ордината точки M будет τ, а ее абсцисса — σ.

Из рассмотрения построенных внутри круга треугольников нетрудно получить для σ и τ приведенные ранее формулы 43. Луч O_1M изобразит равнодействующую этих напряжений $\sigma_п$, а угол AO_1M — угол ее отклонения θ от нормали к рассматриваемой площадке.

Наибольший угол отклонения $\theta_{макс}$ определится положением оси $O_1\sigma$ и касательной O_1N к полуокружности $ANMC$. Он будет равен углу внутреннего трения грунта φ, если при построении круга Мора были взяты значения главных напряжений, найденные в момент разрушения образца, например, в приборе трехосного сжатия — стабилометре. Построение таких «предельных кругов» напряжений уже приводилось ранее на рис. 21 (см. § 10). Если в грунте внутреннее всестороннее давление отсутствует ($\sigma_0=0$), то точка O_1 будет находиться в положении O.

§ 20. Определение напряжений в грунте при действии на его поверхность сосредоточенных сил

При изучении напряженного состояния в грунтах их обычно представляют в виде полупространства (однородной среды, распространяющейся от некоторой горизонтальной плоскости вниз и в стороны на неограниченно большое расстояние), а распределенную по его поверхности нагрузку — в виде системы элементарных сил, действие которых затем суммируют.

Грунты в природных условиях залегания, вследствие слоистости их напластований, не являются однородным полупространством. Однако при местном действии внешней нагрузки напряжения в них с глубиной быстро убывают и на некотором сравнительно небольшом расстоянии становятся малозаметными и влиянием последних пренебрегают. Это позволяет полученные для однородного полупространства результаты применить к телам ограниченных размеров, в том числе и к грунтам, если свойства их сжимаемости в пределах некоторой толщи, несмотря даже на слоистость, изменяются мало.

Вопросы распределения напряжения изучают в теории напряжений, а их изложение применительно к грунтам дается в курсах механики грунтов. Здесь будут рассмотрены лишь некоторые наиболее важные случаи действия внешней нагрузки, среди которых существенное место занимают вопросы определения напряжений в грунте, возникающих под влиянием приложенных к его поверхности сосредоточенных сил.

Один из них — случай сосредоточенной нагрузки, приложенной по линии OY с интенсивностью P на единицу длины (рис. 31).

Для определения напряжений в грунте мысленно рассечем его вертикальной плоскостью, перпендикулярной OY, и возьмем в ней произвольную точку M, удаленную от начала координат O на расстояние R.

Из предложенного в 1892 г. французским ученым Фламаном решения этой задачи известно, что возникающее в точке M радиальное напряжение σ_R будет главным, и его можно найти по формуле

$$\sigma_R = \frac{2P\cos\beta}{\pi R}, \qquad (51)$$

где β — угол, составляемый радиусом-вектором R с осью Oz.

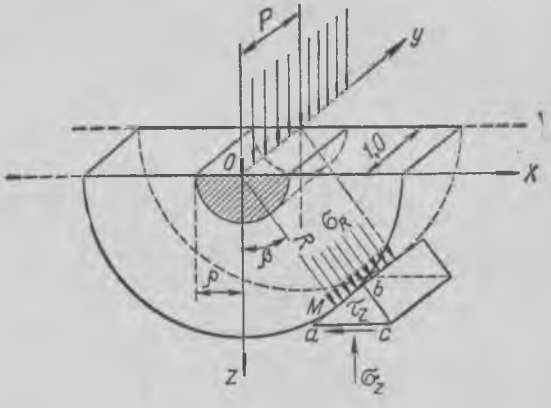

Рис. 31. Сосредоточенная линейная нагрузка на поверхности полупространства

Второе главное напряжение $\sigma_3 = 0$. В этом можно убедиться, например, из приведенной далее формулы 60 для полосовой нагрузки, где при бесконечно малом угле видимости σ получается $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, если при этом всестороннее внутреннее давление в грунте отсутствует ($\sigma_0 = 0$). При тех же условиях и σ_1 получит здесь значение σ_R, определяемое формулой 51.

Такой же результат будем иметь, если сравним проекции на вертикальную ось Oz напряжений, которые возникнут дополнительно в грунте под влиянием нагрузки P в некоторых двух сечениях, взятых в створе угла $2\beta_0$, где $0 < \beta_0 < \frac{\pi}{2}$. Указанные сечения можно провести, например, двумя цилиндрическими поверхностями ACB и AC_1B, как это показано на рис. 32. В точках A и B эти поверхности между собой пересекаются. Определять проекции на другую ось Ox не требуется, так как вследствие симметрии напряженного состояния грунта относительно оси Oz они взаимно уравновешиваются.

Поверхность ACB разделим на элементарные уступы, взятые каждый в створе угла $d\beta$. По площадке $dc = D\cos\beta d\beta$ такого уступа

действуют радиальные напряжения σ_R, а по площадке $bc = D \sin\beta d\beta$ — тангенциальные напряжения σ_β. Сумма проекций этих напряжений N на вертикальную ось Oz, опуская подробности выводов, определится формулой

$$N = 2D\left[\sigma_R\left(\frac{\beta_0}{2} + \frac{1}{4}\sin 2\beta_0\right) - \sigma_\beta\left(\frac{\beta_0}{2} - \frac{1}{4}\sin 2\beta_0\right)\right]. \qquad (52)$$

По площадке $d_1 c_1$, взятой на цилиндрической поверхности AC_1B в створе того же угла $d\beta$, будут действовать лишь радиальные напряжения $\sigma_R = \sigma_R R/R_0$. Сумма их проекций на ось Oz будет равна

$$N_1 = 2D\sigma_R\left(\frac{\beta_0}{2} + \frac{1}{4}\sin 2\beta_0\right). \qquad (53)$$

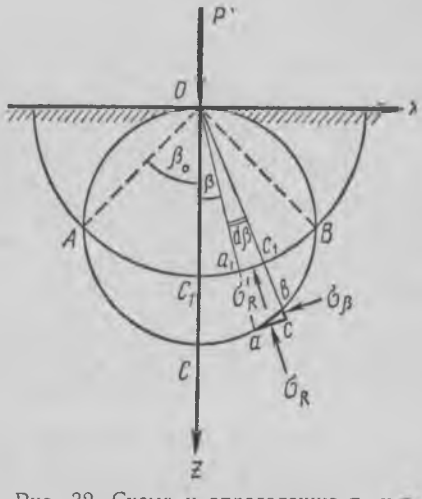

Рис. 32. Схема к определению σ_R и σ_β по их проекциям на ось OZ

Найденные проекции N и N_1 равны между собой, так как они получены для напряжений в сечениях, взятых в пределах одного и того же угла $2\beta_0$. Это возможно лишь в том случае, когда тангенциальные напряжения $\sigma_\beta = 0$. При $\beta_0 = \frac{\pi}{2}$ имеем $N = P$, и тогда для определения σ_R получим известную формулу 51.

Выше было принято, что касательные напряжения τ в площадках ab и bc отсутствуют, так как эти площадки главные. Если бы это нам было неизвестно, то в изложенных рассуждениях пришлось бы учесть также и действие напряжений τ. Однако окончательные результаты от этого не изменятся, так как сумма проекций напряжений τ на вертикаль Oz получится равной нулю.

Затем некоторую сравнительно небольшую область, очерченную радиусом ρ и заштрихованную на рис. 31 и 33, в которой возникают значительные напряжения σ_R, из рассмотрения исключают. Считают, что формула 51 применима для точек, лежащих в грунте за пределами этой области.

Если в плоскости xOz (рис. 33) изобразить круг диаметром d, касающийся линии Ox в точке O, то $\cos\beta$ можно заменить через R/d, и тогда формула 51 примет вид

$$\sigma_R = \frac{2P}{\pi d}. \qquad (54)$$

Отсюда следует, что в условиях плоской задачи все радиальные напряжения σ_R в точках, лежащих на линии окружности, прове-

денной указанным выше способом, равны между собой. Можно также доказать, что для любой точки такой окружности наибольшие касательные напряжения в площадках, делящих угол между главными площадками пополам, равны между собой и имеют значение $\tau_{макс}=0{,}5\sigma_R$. Такие линии, представляющие собой геометрическое место точек с равными значениями $\tau_{макс}$, называют изохромами.

Представим далее у точки M в грунте элементарную трехгранную призму abc с прямым углом у вершины b и гранями ab и ac, расположенными нормально к линиям R и Oz (см. рис. 31). По грани ab действует напряжение σ_R, являющееся главным, грань bc не нагружена ($\sigma_\rho=0$), а по грани ac действуют нормальное и касательное напряжения σ_z и τ_z.

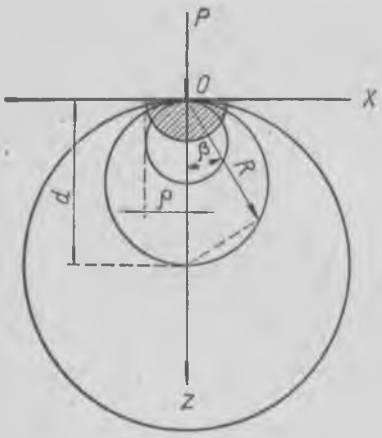

Рис. 33. Линии равных радиальных напряжений σ_R в грунте

Для определения напряжения σ_z, возникающего в горизонтальной плоскости в некоторой точке на глубине z от поверхности грунта, необходимо взять сумму проекций всех сил на вертикаль, откуда найдем, что $\sigma_z=\sigma_R\cos^2\beta$. Если сюда вместо σ_R подставить его значение из формулы 51 и при этом учесть, что $\cos\beta=z/R$, то получим

$$\sigma_z=\frac{2Pz^3}{\pi R^4}. \qquad (55)$$

В частном случае, если взятая на глубине z точка лежит одновременно и на оси Oz, то $R=z$, и формула 55 получит вид

$$\sigma_z=\frac{2P}{\pi z}. \qquad (56)$$

Характер распределения напряжений σ_z в горизонтальной плоскости на различных глубинах, например, на глубине z_1, z_2 и вдоль оси Oz, определяемой формулами 55 и 56, показан на рис. 34.

Аналогичным способом можно определить касательные напряжений τ_z, где при рассмотрении равновесия призмы abc следует взять сумму проекций всех сил на горизонталь.

Другим случаем является действие на поверхность грунта сосредоточенной вертикальной силы P. При решении этой задачи, полученном еще в 1885 г. Буссинеском, было показано, что напряжения σ_R при коэффициенте Пуассона $\eta<0{,}5$ не являются главными и их площадки, взятые перпендикулярно направлению радиуса — вектора R, отклонены от положения главных площадок на некоторый угол α. Однако непосредственные подсчеты показывают, что

это отклонение для основной области распространения давлений в грунте, лежащей примерно в пределах изменения угла β от 0 до 50—60°, невелико. Оно характеризуется для угла α колебаниями всего лишь в пределах от 0 до 5° для песков (коэффициент Пуассона $\mu=0{,}30$) и примерно до $1{,}5 \div 2°$ для глин (коэффициент Пуассона $\mu=0{,}42$). Все это указывает на возможность принять приближенно

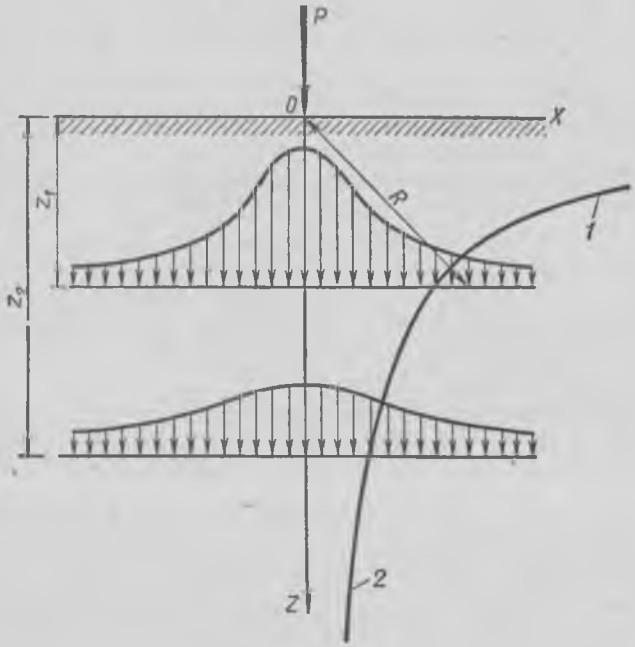

Рис. 34. Распределение вертикальных напряжений σ_z в горизонтальных плоскостях и по вертикали OZ (линия *1—2*)

$\alpha=0$ и условно полагать в дальнейшем напряжения σ_R главными, определяя их величину по формуле

$$\sigma_R=\frac{3P\cos\beta}{2\pi R^2}. \qquad (57)$$

Эта формула дает решение задачи Буссинеска для частного случая значения коэффициента Пуассона $\mu=0{,}5$, при котором определяемые радиальные напряжения σ_R действительно становятся главными. Два других главных напряжения σ_β и σ_φ, из которых первое лежит в меридиональной плоскости, а второе имеет нормальное к ней направление, при $\mu=0{,}5$ равны нулю.

Для определения вертикального напряжения σ_z, действующего в горизонтальной плоскости в толще грунта на глубине z от его

поверхности, необходимо в ранее полученное выражение $\sigma_z = \sigma_R \cos^2\beta$ подставить вместо σ_R значение из формулы 57, в результате чего получим:

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}. \qquad (58)$$

Если точка, взятая на глубине z от поверхности грунта, лежит на оси Oz, то $R = z$ и формула 58 в этом частном случае получит вид:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2}. \qquad (59)$$

Характер распределения напряжений σ_z в горизонтальной плоскости, определяемый формулой 58, аналогичен приведенному на рис. 34, причем в пространственном изображении эта эпюра получит вид тела вращения вокруг оси Oz. Формула 59 аналогична выражению 56. Она иллюстрирует характер изменения напряжений σ_z с глубиной для точек, лежащих лишь на оси Oz.

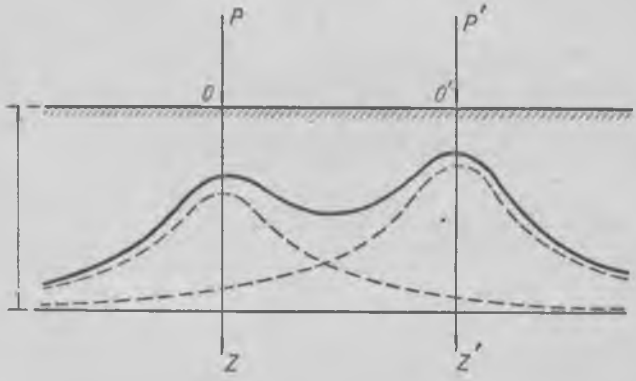

Рис. 35. Сложение вертикальных напряжений σ_z. Кривая суммарных напряжений показана сплошной линией

В случае действия на поверхность грунта системы сосредоточенных сил или линейных нагрузок напряжения, возникающие под их влиянием в толще основания, между собой складывают. Пример такого сложения применительно к случаю определения суммарной величины напряжений σ_z на глубине z от поверхности грунта, возникших при действии на нее двух сил P и P', приведен на рис. 35.

§ 21. Определение напряжений в грунте при действии на его поверхность распределенной нагрузки

Если на грунт действует нагрузка, равномерно распределенная по полосе шириной b (рис. 36), то для определения величины главных напряжений σ_1 и σ_2 в некоторой произвольно взятой точке A

можно воспользоваться следующими, полученными в 1902 г. английским ученым Мичеллом, формулами:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{p}{\pi}(\delta + \sin\delta) + \sigma_0,\\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi}(\delta - \sin\delta) + \sigma_0,\end{aligned}\right\} \qquad (60)$$

где δ — угол видимости из точки A полосы загружения;

σ_0 — всестороннее внутреннее давление в грунте.

Одна из главных площадок здесь совпадает с биссектрисой угла видимости, а другая расположена к ней перпендикулярно. Таким образом, все эллипсы напряжений, построенные для различных точек, взятых в толще грунта, будут ориентированы своей большой осью по направлению биссектрис соответствующих углов видимости.

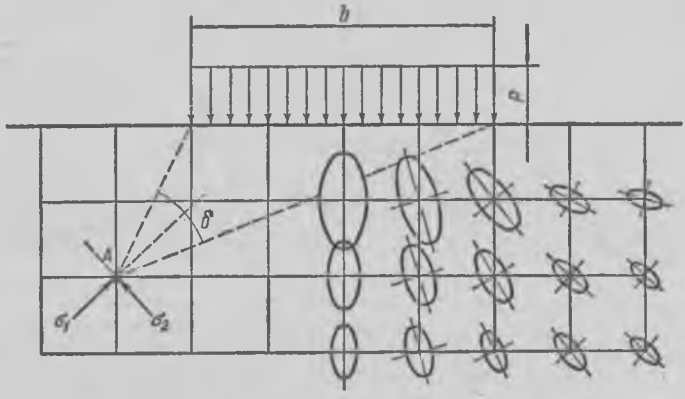

Рис. 36. Схема к определению главных напряжений в различных точках в грунте при действии на его поверхность полосовой нагрузки

Для точек, лежащих на окружности, проходящей через края загруженной полосы, угол видимости равен половине центрального угла, опирающегося на ее хорду b, а потому имеет одну и ту же величину. Следовательно, каждая из таких окружностей будет являться геометрическим местом точек равных главных напряжений.

При определении напряжений в грунте приходится встречаться со многими видами распределения нагрузки на основание. Обычно в таких случаях загруженную площадь делят на элементарные площадки, а приходящуюся на них распределенную нагрузку заменяют силами. Искомое напряжение в той или иной точке в грунте находят суммированием его значений, возникающих в результате действия указанных элементарных сосредоточенных сил.

После определения напряжений можно построить для ряда точек в грунте эпюры их распределения. Таким образом, в частности,

могут быть найдены вертикальные напряжения σ_z, возникающие под влиянием внешней нагрузки в той или иной горизонтальной плоскости в грунте на глубине z от его поверхности и имеющие важное значение при определении осадки сооружений. Примерный вид этих эпюр для различных глубин ($z=0{,}5b$; $z=b$; $z=1{,}5b$; $z=2b$; $z=2{,}5b$ и $z=5b$), построенных для равномерно распределенной по полосе шириной b единичной нагрузки ($p=1$), приведен на рис. 37 *. Эти эпюры при глубинах $z\geqslant 3b$ практически совпадают с аналогичными эпюрами, полученными для тех же глубин при действии на

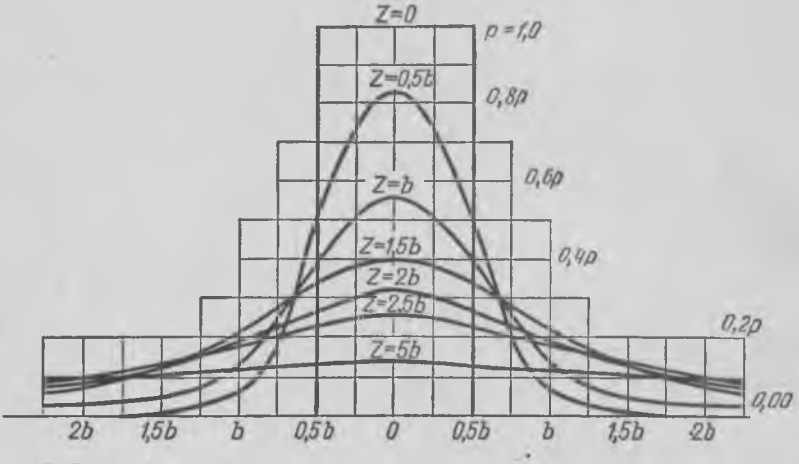

Рис. 37. Распределение напряжений σ_z в горизонтальных плоскостях на различной глубине z при действии на поверхность основания полосовой нагрузки $p=1$. (Для сравнения кривые даны в совмещенном виде)

поверхности грунта сосредоточенного давления. Таким образом, для глубин, превышающих $3b$, способ определения σ_z уже не имеет существенного значения, и распределенную нагрузку можно заменить сосредоточенным давлением.

При глубине $z<3b$ эту замену производить нельзя, так как ошибка здесь может получиться большой. Однако ее влияние можно существенно уменьшить, если загруженную площадь разделить на несколько частей с таким расчетом, чтобы размеры их сторон в плане не превышали 1/3 глубины z. Тогда нагрузку от каждой такой части площади можно заменить сосредоточенной силой и для нахождения величины σ_z применить способ сложения напряжений. Таким образом, и для глубин $z<3b$ можно простыми способами найти достаточно достоверные значения σ_z.

В настоящее время вопросы определения напряжений в основании сооружений достаточно хорошо разработаны. Рассмотрены

* Д. Е. Польшин. Определение напряжений в грунте при загрузке части его поверхности. Труды ВИОС, Основания и фундаменты. Сб. № 1, 1933.

Таблица 7

Значения коэффициента α

$\frac{z}{b}$	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $l:b$										Ленточные фундаменты $\left(\frac{l}{b} \geqslant 10\right)$
		1	1,2	1,4	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,83	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,65	0,68	0,70	0,73	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,50	0,53	0,56	0,59	0,61	0,62	0,63	0,64	0,64	0,64
1,0	0,28	0,34	0,38	0,41	0,44	0,48	0,50	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
1,2	0,21	0,26	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48
1,4	0,16	0,20	0,23	0,26	0,28	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40	0,41	0,42
1,6	0,13	0,16	0,19	0,21	0,23	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35	0,36	0,37
1,8	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19	0,22	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,34
2,0	0,09	0,11	0,13	0,14	0,16	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,28	0,31
2,4	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,23	0,26
2,8	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,14	0,15	0,17	0,19	0,22
3,2	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11	0,12	0,14	0,16	0,20
3,6	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13	0,17
4,0	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,10	0,11	0,16
5,0	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,13
6,0	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,10

Примечания. 1. Для фундаментов круглой формы вместо b принимают диаметр круга d, при этом фундаменты, имеющие вид правильного многоугольника, заменяются равновеликим по площади кругом.

2. Для промежуточных значений $z:b$ и $l:b$ величину коэффициента α определяют по интерполяции.

различные условия действия внешней нагрузки, а для облегчения вычислительной работы в ряде случаев составлены необходимые графики и таблицы. Значительное упрощение внесено и в определение вертикальных осевых напряжений σ_z, которые используют при расчетах осадки фундаментов. Их вычисляют по следующей формуле:

$$\sigma_z = \alpha p, \tag{61}$$

где p — нагрузка на основание от фундамента, взятая за вычетом первоначального давления от собственного веса грунта, которое имелось до постройки сооружения;

α — коэффициент убывания напряжений σ_z с глубиной z, значения которого даны в табл. 7.

Указанное определение σ_z, как и других компонентов напряжений, предполагает неограниченную мощность грунтового основания, обладающего сравнительно однородными свойствами сжимаемости. При слоистом залегании грунтов, значительно различающихся по сжимаемости, в характере распределения напряжений возможны некоторые изменения.

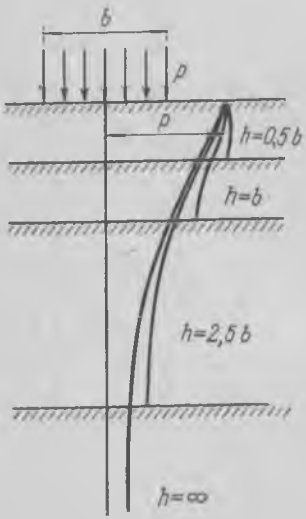

Рис. 38. Влияние глубины залегания скалы на характер распределения в грунте осевых вертикальных напряжений σ_z

Если сжимаемый слой имеет небольшую мощность и залегает на скале, то в этом грунте повысится концентрация напряжения. Так, при полосовой нагрузке для случаев, когда скала залегает на глубине z, равной $0{,}5b$, b и $2{,}5b$, напряжения σ_z на границе контакта со скалой будут соответственно равны $1{,}022\,p$, $0{,}76\,p$ и $0{,}36\,p$.

Происходящее в толще сжимаемого слоя грунта увеличение напряжений σ_z, изучавшееся К. Е. Егоровым еще в 1939 г., схематически показано на рис. 38. Здесь же приведена и эпюра σ_z для случая, когда скала залегает на значительной глубине, принимаемой $h = \infty$.

Если в составе двухслойного основания нижний пласт грунта обладает более значительной сжимаемостью по сравнению с верхним, то в последнем будет происходить рассеивание напряжений. Однако этому рассеиванию существенно препятствуют силы трения, возникающие в плоскости контакта рассматриваемых слоев. Поэтому оно становится заметным лишь тогда, когда сжимаемость нижележащего слоя грунта достаточно велика в сравнении с верхним. В иных условиях вопрос учета рассеивания напряжений в грунтах утрачивает свое практическое значение.

§ 22. Определение сжимающих напряжений в грунте методом угловых точек

При небольших расстояниях между фундаментами их осадки нередко оказываются больше, чем найденные для каждого фундамента в отдельности. Кроме того возникает еще и их крен в направлении друг к другу. Это происходит вследствие возникновения под указанными фундаментами дополнительных напряжений, вызванных распространением в грунте давления от нагрузки, приложенной к его поверхности на соседних площадях. Чтобы учесть эти напряжения в расчете осадки и крена фундаментов, используют метод угловых точек, впервые предложенный у нас в ВИОСе инж. Д. Е. Польшиным еще в 1932 г. За рубежом этот метод впервые был применен Штейнбреннером в 1934 г.

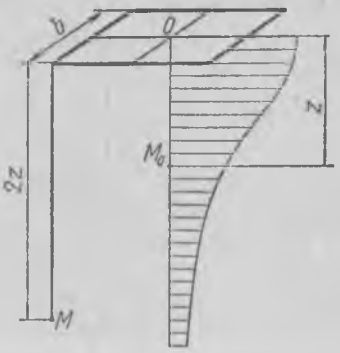

Рис. 39. Схема к определению вертикальных напряжений в грунте методом угловых точек

Метод угловых точек основан на использовании связи между осевыми и угловыми сжимающими вертикальными напряжениями, которые возникают в грунте основания на различных глубинах под прямоугольной равномерно нагруженной плитой. При этом жесткость самой плиты не учитывают.

Для определения указанной связи между напряжениями представим фундаментную плиту разделеной на четыре равных прямоугольника, стороны которых будут в два раза меньше соответствующих сторон основного большого прямоугольника (рис. 39).

Проведем через точку O, взятую в центре большого прямоугольника, осевую вертикальную линию, которая будет также проходить через угловые точки O всех четырех малых прямоугольников. Если на этой вертикали взять на глубине z точку M_0, то осевое напряжение в ней от нагрузки, приложенной по площади большого прямоугольника, одновременно представит также и сумму угловых напряжений в той же точке, возникающих от нагрузки основания по площади четырех малых прямоугольников.

Отсюда видно, что угловое напряжение для каждого малого прямоугольника будет равно 1/4 величины осевого давления, возникающего на той же глубине от нагрузки по всей площади большого прямоугольника.

Проведем через какую-либо угловую точку большого прямоугольника вертикальную линию и отметим на ней буквой M точку, лежащую на глубине $2z$. Отношение этой глубины к ширине большого прямоугольника b будет равно отношению глубины z до точки M_0 к ширине малого прямоугольника $b/2$.

Так как относительная глубина точек M и M_0 для большого и малого прямоугольников одинакова, то и угловые напряжения в тех же точках будут равны между собой. Следовательно, для любого прямоугольника, передающего основанию равномерно распределенную нагрузку, угловое напряжение на глубине $2z$ всегда равно 1/4 осевого вертикального давления на глубине z для того же прямоугольника, определяемого по ранее приведенной формуле 61.

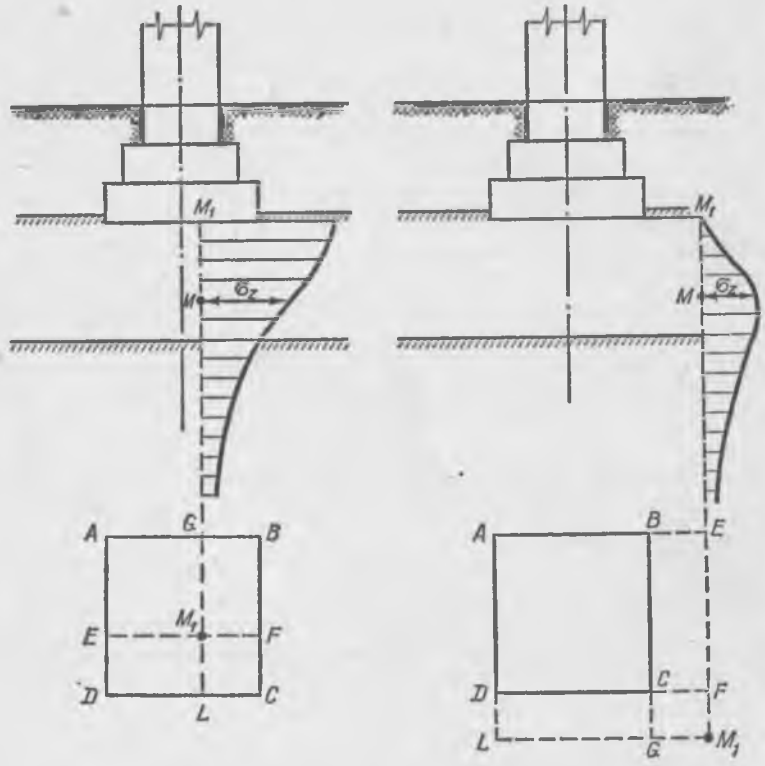

Рис. 40. Основные расчетные схемы к определению вертикальных давлений в грунте методом угловых точек

При определении вертикального напряжения σ_z способом угловых точек в любой точке M, произвольно взятой в толще грунтов основания, пользуются следующими двумя расчетными схемами распределения этих давлений по вертикали, показанными на рис. 40. Здесь слева дана схема для случая, когда проекция точки M на поверхность основания, обозначенная через M_1, лежит в пределах контура подошвы фундамента и справа, когда она лежит за пределами этого контура.

В первом случае давление в точке M определится как сумма угловых напряжений от четырех загруженных прямоугольников AGM_1E, $GBFM_1$, EM_1LD и LM_1FC. Во втором случае давление в точке M сложится из угловых напряжений, взятых со знаком плюс от действия нагрузки по прямоугольникам AEM_1L и $GCFM_1$ и со знаком минус — от нагрузки по прямоугольникам BEM_1G и DFM_1L.

Найденные напряжения используют для расчета осадки грунта, происходящей по линии рассматриваемой вертикали. Ее вычисляют способом послойного суммирования деформаций (см. § 33).

§ 23. Определение напряжений от собственного веса грунта

Чтобы получить более полное представление о напряженном состоянии грунта в основаниях сооружений, необходимо, кроме

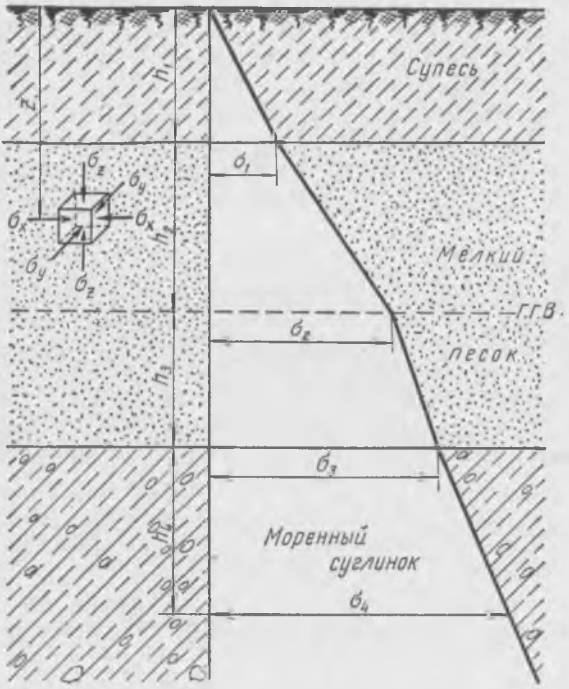

Рис. 41. Схема к определению напряжений от собственного веса грунта

напряжений от внешней нагрузки, определить еще и напряжения от собственного веса грунта. Эти напряжения называют природными, или бытовыми, и возрастают они с глубиной по линейному закону,

если объемный вес грунта γ сохраняет при этом постоянное значение.

Вертикальное напряжение σ_z и горизонтальные σ_x и σ_y от собственного веса грунта считают главными, если его поверхность горизонтальна, а в процессе формирования грунтовой толщи отложение частиц происходило без каких-либо боковых деформаций и смещений. При этих условиях (рис. 41) значение указанных напряжений для любой слоистой толщи грунта определяют по формулам:

$$\sigma_z = \sum \gamma_i h_i; \qquad (62)$$
$$\sigma_x = \sigma_y = \sum \xi_i \gamma_i h_i,$$

где γ_i и ξ_i — объемный вес и коэффициент бокового давления для i-го слоя грунта;

h_i — мощность слоя.

В некоторых расчетах допускают гидростатический закон распределения природного давления в естественной толще грунта и полагают напряжения σ_x и σ_y, каждое в отдельности, равным σ_z. Однако такое допущение принимают лишь в расчетах, связанных с оценкой предельно напряженного состояния грунтов, где в зонах развития сдвигов течение деформаций, подобно наблюдаемому при пластическом состоянии твердых тел, происходит без изменения объема. В этом случае коэффициент Пуассона $\mu = 0{,}5$, а коэффициент бокового давления грунта будет $\xi = 1$, что следует и из приводимой далее формулы 87.

Если грунт не насыщен водой, то при определении природных давлений по формулам 62 принимают γ равным объемному его весу в состоянии естественной влажности. В том случае, когда грунт насыщен водой, считают, что каждая частица теряет по закону Архимеда столько, сколько весит вытесненная ей вода. Объемный вес грунта здесь вычисляют по формулам 23 или 24.

В отношении взвешивающего давления воды в грунте существует мнение, что оно не всегда проявляется полностью. Если в местах взаимного контакта частиц площади их соприкасания весьма малы (например, в песках) и такие контакты можно принять за точечные, то практически грунтовый скелет находится полностью в гидростатически взвешенном состоянии. Если же поверхности указанных контактов образуют заметные по величине площадки, как это наблюдается в очень плотных глинах, взвешивающее давление, особенно в случаях, когда между частицами имеются еще и цементационные связи, может оказаться меньше, чем это следует из закона Архимеда.

Поэтому вопрос о том, принимать ли здесь полное или частичное взвешивание скелета, приобретает весьма важное значение, особенно в расчетах гидротехнических сооружений. Исследования многих наших ученых (В. А. Флорина, Б. Ф. Рельтова, Г. М. Мариупольского, О. В. Вяземского и др.) показали, что для подавляющего большинства грунтов, включая и глины, практически имеется пол-

ное взвешивание грунтового скелета. Исключение составляют лишь очень плотные глины, в отношении которых этот вопрос еще не решен. В таких грунтах по-видимому вообще никакого взвешивания не наблюдается. Однако в практических расчетах, в запас устойчивости оснований, целесообразно всегда считать полное взвешивающее давление, действующее на скелет ниже уровня грунтовых вод.

В качестве примера на рис. 42 изображена эпюра изменения с глубиной вертикального давления в естественной толще грунта от собственного его веса. Ее ординаты на границах раздела между

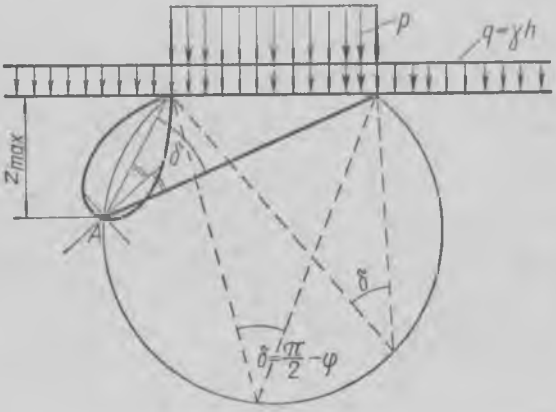

Рис. 42. Схема к выводу формулы Н. П. Пузыревского

пластами, включая и границу между водонасыщенным и не насыщенным водой грунтом, определяемую положением ее уровня, равны:

1) на кровле мелкого песка $\sigma_1=\gamma_1 h_1$;

2) у горизонта грунтовых вод $\sigma_2=\sigma_1+\gamma_2 h_2$;

3) на кровле моренного суглинка $\sigma_3=\sigma_2+\gamma_3 h_3$;

4) в моренном суглинке на некоторой глубине h_4 от его кровли $\sigma_4=\sigma_3+\gamma_4 h_4$ и т. д.

В изложенном примере расчета объемный вес мелкого песка γ_3 и моренного суглинка γ_4, находящихся в подводном состоянии, следует принимать по формулам 23 или 24.

Глава VII

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ

§ 24. Общие сведения

Основание считают устойчивым, если в его толще не возникает опасных сдвигов, вызывающих выпирание грунта из-под подошвы фундамента. Выпирание грунта чаще наблюдается при мелком

заложении фундаментов и становится все более затруднительным по мере увеличения глубины их заложения. Для глубоко заложенных фундаментов выпирание грунта из-под их подошвы мало вероятно. Здесь главным будет являться расчет основания по деформациям, где требуется обеспечить условие, чтобы возможные осадки опоры не превышали предельно допустимых величин. Для свай, имеющих малую площадь поперечного сечения, их погружение, если достигнуто предельное сопротивление окружающего грунта, носит характер продавливания в нем полости с образованием вокруг сваи уплотненной зоны.

Н. М. Герсеванов, изучая в 1930 г. характер течения деформации грунтов в зависимости от величины приложенной к ним нагрузки, отмечал применительно к фундаментам неглубокого заложения три фазы последовательного развития указанных деформаций, которые им были соответственно названы фазами уплотнения, сдвигов и выпирания грунта.

В фазе уплотнения грунта, протекающей при сравнительно небольших нагрузках, деформации основания еще невелики и рост осадки фундамента в зависимости от приложенного давления он считал возможным здесь принять по линейному закону. В *фазе сдвигов* деформации грунта значительно возрастают и получают более резко выраженный нелинейный характер их зависимости от нагрузки. В *фазе выпирания грунта* осадка фундамента приобретает быстро протекающий катастрофический характер.

Исследованиями Н. А. Цытовича, В. Г. Березанцева и С. С. Вялова позднее было показано, что первая и вторая фазы деформации грунта (по Герсеванову) практически постепенно накладываются одна на другую. Даже при относительно небольших нагрузках на грунты основания в них, кроме уплотнения, начинают появляться локальные сдвиги. Поэтому вместо трех стали различать в грунтах две фазы деформации: *фазу уплотнения и локальных сдвигов* и *фазу развития значительных сдвигов*.

Первая фаза ограничивается таким диапазоном увеличения нагрузки p на основание, при котором развитие осадки S фундамента или штампа имеет характер, достаточно близкий к прямолинейному. На представленном ранее графике зависимости S от p (см. рис. 25) этой стадии деформации грунта соответствует участок *Оа*. Считают, что для определения напряженного состояния грунта под фундаментами и расчета вероятной их осадки здесь можно приближенно применять решения теории упругости.

Вторая фаза, отличаясь возникновением в грунте значительных сдвигов, характеризуется более интенсивным развитием осадки от нагрузки p, которое приобретает здесь явно выраженный нелинейный характер. На рис. 25 этой стадии деформации грунта соответствует участок графика, обозначенный буквами *ав*. Возможность применения теории упругости для расчета осадки фундаментов в данном случае отпадает.

При деформациях грунта, протекающих во второй фазе их развития, под фундаментом происходит формирование уплотненного ядра, которое имеет вид клина, обращенного вершиной вниз. Наличие клина способствует боковым перемещениям грунта и оказывает влияние на формирование непрерывных поверхностей скольжения, с появлением которых связана полная потеря устойчивости основания. На этом развитие второй фазы деформации грунта завершается, что отмечается появлением катастрофической осадки фундамента, характеризуемой участком *вс* представленного на рис. 25 графика.

В соответствии с изложенными представлениями о развитии деформации грунтов под фундаментами, в настоящее время сложились два способа оценки их устойчивости. При первом способе изучаются нарушения прочности грунта, которые возникают в зоне локальных сдвигов в отдельных областях, обычно под краями фундаментов, и продолжают развиваться далее по мере увеличения давления на основание.

В этом случае определяют такое значение средней нагрузки на грунт, называемой нормативным давлением на основание, при котором зоны местного нарушения прочности грунта распространяются под краями фундамента в глубину на расстояние, равное 1/4 ширины подошвы фундамента. Указанное развитие зон предельного равновесия в грунте считается небольшим и их возникновение не представляет опасности для сооружения, так как в целом устойчивость основания сохраняется. Считают также, что этим ограничивается и предел применимости теории упругости для расчета оснований по деформациям. Во втором случае определяют ту предельную нагрузку на основание, при которой в грунте образуются опасные поверхности скольжения и он выпирается из-под фундамента. Здесь расчетная нагрузка от фундамента, найденная при наиболее неблагоприятном сочетании действия на него внешних сил, должна составлять лишь некоторую безопасную долю от критической нагрузки на основание, при которой нарушается его устойчивость.

§ 25. Определение нормативного давления на грунты основания

Изучением условий образования зон предельного равновесия в грунте, находящемся под нагрузкой от фундамента, занимались многие наши ученые, начиная с П. А. Миняева. Он опубликовал первые данные по этому вопросу в своей работе «О распределении напряжений в сыпучих грунтах» еще в 1914 г. Впервые формула для определения критической краевой нагрузки на грунт была получена Н. П. Пузыревским в 1923 г. [12]. Вопросы напряженного состояния грунтов в связи с определением допускаемых на них нагрузок были рассмотрены также в трудах Н. М. Герсеванова, опубликованных в 1927—1930 гг. [4].

О размерах зон предельного равновесия в грунте, которые могут быть допущены при расчете фундаментов, высказали свои предложения Н. Н. Маслов, С. П. Шеляпин, И. В. Яропольский. Наконец, В. А. Флорином была показана применимость в этом расчете для инженерных целей гидростатического закона распределения напряжений от собственного веса грунта.

Метод Н. П. Пузыревского, получивший уже некоторое развитие, был положен в основу расчета естественных оснований по предельным состояниям (по деформациям). Ранее несущая способность грунтов характеризовалась эмпирическими значениями допускаемых нагрузок, приводимыми в соответствующих таблицах, пользование которыми вызывало ряд существенных затруднений.

За рубежом расчеты несущей способности грунтов стали появляться значительно позднее. Впервые формула, аналогичная предложенной Н. П. Пузыревским, была опубликована О. К. Фрелихом лишь в 1934 г.

Состояние предельного равновесия в какой-либо точке грунта возникает тогда, когда при постепенном увеличении внешней на него нагрузки величина наибольшего угла отклонения $\theta_{макс}$ становится равной углу внутреннего трения грунта φ. При дальнейшем увеличении внешнего давления угол $\theta_{макс}$ в рассматриваемой точке повышаться более не может, а произойдет его увеличение в смежных точках. Таким образом, в грунте возникает уже некоторая область предельно напряженного состояния. Для точек, лежащих на ее границе, справедливо приведенное ранее уравнение (50).

Указанные области раньше всего возникают под краями фундамента, но такая область в некоторых случаях может появиться и в толще грунта на осевой линии действия приложенной к нему нагрузки. Последний случай представляет меньший интерес, так как возникающая здесь область располагается сравнительно глубоко и симметрично окружена устойчивым грунтом. Кроме того, возникновение зоны предельного равновесия в толще основания на оси сооружения мало вероятно при жестких фундаментах, где всегда имеется концентрация напряжений у краев их подошвы (см. § 44).

При определении нагрузки на основание от фундамента, отвечающей некоторым определенным условиям развития зон предельного равновесия в грунте, считают, что давление в нем от собственного веса распределяется по гидростатическому закону (коэффициент бокового давления $\xi = 1$). Среднее давление от фундамента на основание принимают равным p_0. Это давление превышает первоначальную нагрузку от веса вышележащего грунта $q = \gamma h$ на величину p, называемую дополнительным давлением (см. рис. 42). Таким образом, $p_0 = p + \gamma h$, где h — глубина заложения фундамента. Необходимо найти такое значение p или p_0, при котором развитие зон предельного равновесия в грунте не является опасным для устойчивости основания и вполне может быть допущено.

В этих целях представим в грунте какую-либо произвольную окружность, проходящую через края загруженной полосы, для точек которой угол видимости равен некоторой величине δ. Если приложенное к поверхности основания дополнительное давление p превысит некоторое критическое значение, то под краями фундамента в грунте станут образовываться области предельного равновесия. С дальнейшим увеличением давления p эти области будут соответственно углубляться вниз и расширяться.

Предположим, что развитие зон предельного равновесия достигло горизонтальной линии, лежащей на глубине z ниже поверхности основания. Второй координатной линией будем считать выбранную окружность с углом видимости δ. Положение точки A, лежащей на пересечении указанных линий, характеризует распространение зоны предельного равновесия в грунте. Для этой точки главные напряжения, определяемые по формулам (60), получат значения:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{p}{\pi}(\delta + \sin\delta) + \nu(h+z) + \sigma_c,\\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi}(\delta - \sin\delta) + \nu(h+z) + \sigma_c.\end{aligned}\right\} \tag{63}$$

В соответствии с уравнением (50) для той же точки A можно также написать

$$\sin\theta_{\text{макс}} = \frac{\frac{p}{\pi}\sin\delta}{\frac{p}{\pi}\delta + \nu(h+z) + \sigma_c}, \tag{64}$$

где σ_c — давление связности, обусловленное имеющимся в грунте сцеплением.

Если рассматриваемую точку A перемещать в различные положения по направлению проходящей через нее горизонтальной линии, то будет изменяться угол видимости δ, а следовательно, и значение угла наибольшего отклонения $\theta_{\text{макс}}$. Чтобы найти наибольшее значение $\theta_{\text{макс}}$, необходимо взять производную от $\sin\theta_{\text{макс}}$ по δ и приравнять ее нулю:

$$\frac{d(\sin\theta_{\text{макс}})}{d\delta} = \frac{\frac{p}{\pi}\cos\delta\left[\frac{p}{\pi}\delta + \nu(h+z) + \sigma_c\right] - \left(\frac{p}{\pi}\right)^2 \sin\delta}{\left[\frac{p}{\pi}\delta + \nu(h+z) + \sigma_c\right]^2} = 0. \tag{65}$$

Так как знаменатель дроби 65 не может быть бесконечно большим, то полученное выражение обратится в нуль, очевидно, в другом случае, когда числитель равен нулю. В результате этого получим:

$$\cos\delta = \frac{\frac{p}{\pi}\sin\delta}{\frac{p}{\pi}\delta + \nu(h+z) + \sigma_c}. \tag{66}$$

Сравнивая между собой правые части равенств 64 и 66, видим, что $\sin\theta_{макс}=\cos\delta$. Для состояния предельного равновесия, когда $\theta_{макс}=\varphi$, будем также иметь $\sin\varphi=\cos\delta$, а отсюда получим

$$\delta=\frac{\pi}{2}-\varphi. \tag{67}$$

Это значение угла видимости определяет положение искомой окружности в грунте, по линии которой и будет протекать развитие в глубину зон предельного равновесия. Чтобы основание было устойчивым, необходимо ограничить глубину развития этих зон некоторой допустимой величиной $z=z_{макс}$.

Следовательно, для точки A, находящейся на границе такой зоны и лежащей одновременно на глубине $z_{макс}$ и на окружности с углом видимости δ, определяемым выражением 67, необходимо будет принять $\theta_{макс}=\varphi$. Тогда из уравнения 64, где вместо $\sin\delta$ можно подставить $\cos\varphi$, получим следующую формулу для определения предельной величины безопасной нагрузки на основание:

$$p_0'=\pi\frac{\gamma(h+z_{макс})+\sigma_c}{\operatorname{ctg}\varphi-\frac{\pi}{2}+\varphi}+\gamma h. \tag{68}$$

Для случая, когда $z_{макс}=0$, уравнение 68 представит собой формулу Н. П. Пузыревского в ее первоначальном виде.

Если грунты обладают значительным сцеплением c (глины твердые и тугопластичной консистенции, мерзлые грунты и т. п.), в сравнении с которым сопротивление сил внутреннего трения невелико, обычно приближенно принимают $\varphi=0$. Тогда, полагая $\sigma_c=c\cdot\operatorname{ctg}\varphi$ по условию 39, получим для определения p_0' из формулы 68 следующее выражение:

$$p_0'=\pi c+\gamma h. \tag{69}$$

Из этой формулы видно, что при достижении предельного равновесия пластические сдвиги в грунте могут возникнуть одновременно во многих точках, лежащих на полуокружности, которую следует провести через края фундамента из центра, находящегося в середине ширины его подошвы, так как при $\varphi=0$ угол видимости для всех точек этой полуокружности $\delta=\pi/2$.

Нагрузка p_0' означает здесь величину того наибольшего среднего давления на основание, при действии которого все деформации грунта находятся еще в фазе уплотнения, и лишь в отдельных точках намечается переход грунта в фазу сдвигов. При длительном воздействии нагрузки от фундамента в расчете по формуле 67 принимают c равным $c_{дл}$ (см. § 10).

Формула 68 позволяет найти величину нормативного давления на грунт основания, если в ней принять $z_{макс}=0{,}25b$, где b — ширина подошвы фундамента.

По аналогии с нормативным сопротивлением материалов, характеризующим их прочность, это давление обозначают через $R^н$, а для его определения формулу 68 приводят к виду:

$$R^н = (Ab + Bh)\gamma + Dc^н, \qquad (70)$$

где h — глубина заложения фундамента;

γ — объемный вес грунтов, залегающих выше отметки его подошвы;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление, а для песков — нормативный параметр линейности, представляющий ту часть сопротивления сдвигу, которое не зависит от нормального давления в плоскости среза, получаемого в опыте на сдвиг.

В формуле 70 применены в качестве безразмерных коэффициентов обозначения

$$A = \frac{0{,}25\pi}{K}, \quad B = 1 + \frac{\pi}{K} \text{ и } D = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{K},$$

где $K = \operatorname{ctg} \varphi - \pi/2 + \varphi$. Значения этих коэффициентов, найденные в зависимости от нормативного угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$, приведены в табл. 8.

Таблица 8

Коэффициенты A, B и D для определения $R^н$ по формулам 70 и 71

$\varphi^{н\circ}$	A	B	D	$\varphi^{н\circ}$	A	B	D
0	0	1,0	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Для зданий с подвалом нормативное давление на грунт основания определяют по формуле

$$R^н = \left(Ab + B\frac{2h + h_п}{3}\right)\nu + Dc^н, \qquad (71)$$

где $h_п$ — глубина заложения фундамента в подвальном помещении.

Для подошвы фундамента в форме круга или правильного многоугольника площадью F принимают $b = \sqrt{F}$. Нормативное дав-

ление $R^н$ для мелких и пылеватых водонасыщенных песков принимают с учетом коэффициента условий работы m, который берут соответственно равным 0,8 и 0,6.

Для крупнообломочных грунтов $R^н$ зависит от вида и состояния заполнителя, а при строительстве на песчаных подушках из крупных и среднезернистых песков, укладываемых с послойным уплотнением, $R^н$ устанавливают как для песчаных грунтов (проект такой подушки должен быть ориентирован на заданные физико-механические характеристики песков).

Формулы 70 и 71 определяют основное условие расчета оснований по деформациям. Оно заключается в требовании, чтобы среднее давление от нормативных нагрузок по подошве фундаментов, принимаемое в расчете их осадки и крена, не превышало нормативного давления на основание $R^н$. При этом наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента при расчете на действие основных, дополнительных или особых сочетаний нагрузок не должно быть более 1,2 $R^н$.

Для определения $R^н$ используют нормативные характеристики грунтов $c^н$ и $\varphi^н$, а в расчете их устойчивости в основаниях сооружений и откосах, производимому по предельному сопротивлению сдвигу (см. § 26),— расчетные значения этих характеристик.

Нормативные и расчетные значения c ($кГ/см^2$) и φ (*град*) приведены в табл. 9 и 10 в графах, соответственно отмеченных в заголовке

Таблица 9

Характеристики c, φ и E для песчаных грунтов

Виды песчаных грунтов	Характеристики	Значения c, φ и E при коэффициенте пористости грунта e							
		0,41 ÷ 0,50		0,51 ÷ 0,60		0,61 ÷ 0,70		0,71 ÷ 0,80	
		H	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*
Гравелистые и крупные	c	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—
	φ	43	41	40	38	38	36	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Средней крупности	c	0,03	—	0,02	—	0,01	—	—	—
	φ	40	38	38	36	35	33	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Мелкие	c	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—	—	—
	φ	38	36	36	34	32	30	28	26
	E	480	—	380	—	280	—	180	—
Пылеватые	c	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—
	φ	36	34	34	34	32	28	26	24
	E	390	—	280	—	180	—	110	—

Таблица 10

Характеристики c и φ для четвертичных отложений глинистых грунтов при консистенции $0 \leqslant B \leqslant 1{,}0$

Влажность грунтов на границе раскатывания, %	Характеристики	Характеристики c и φ при коэффициенте пористости грунта e											
		0,41÷0,50		0,51÷0,60		0,61÷0,70		0,71÷0,80		0,81÷0,95		0,96÷1,10	
		H	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*	*H*	*P*
9,5÷12,4	c	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	—	—	—	—	—	—	—
	φ	25	23	24	22	23	21	—	—	—	—	—	—
12,5÷15,4	c	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02	—	—	—	—
	φ	24	22	23	21	22	20	21	19	—	—	—	—
15,5÷18,4	c	—	—	0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
	φ	—	—	22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
18,5÷22,4	c	—	—	—	—	0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
	φ	—	—	—	—	20	18	19	17	18	16	17	15
22,5÷26,4	c	—	—	—	—	—	—	0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
	φ	—	—	—	—	—	—	18	16	17	15	16	14
26,5÷30,4	c	—	—	—	—	—	—	—	—	0,94	0,40	0,47	0,22
	φ	—	—	—	—	—	—	—	—	16	14	15	13

Таблица 11

Нормативные значения модулей деформации E в $кГ/см^2$ для глинистых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и их консистенция	Модули деформации E при коэффициенте пористости грунта ε										
		0,31÷0,4	0,41÷0,5	0,51÷0,6	0,61÷0,7	0,71÷0,8	0,81÷0,9	0,91÷1,0	1,01÷1,1	1,11÷1,3	1,31÷1,5	1,51÷1,7
Четвертичные отложения												
Аллювиальные; делювиальные; озерные; озерно-аллювиальные	Супеси $0 \leqslant B \leqslant 1$	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
	Суглинки $0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$	—	340	270	220	170	140	100	—	—	—	—
	Суглинки $0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$	—	320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
	Суглинки $0{,}5 < B \leqslant 1$	—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—
	Глины $0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$	—	—	280	240	210	180	150	120	—	—	—
	Глины $0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—
	Глины $0{,}5 < B \leqslant 1$	—	—	—	—	150	120	90	70	—	—	—
Флювио-гляциальные	Супеси $0 \leqslant B \leqslant 1$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—
	Суглинки $0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	—
	Суглинки $0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$	—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	—
	Суглинки $0{,}5 < B \leqslant 1$	—	—	—	170	130	100	70	—	—	—	—
Моренные	Супеси, суглинки $B \leqslant 0{,}5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—	—
Юрские отложения Оксфордского яруса	Глины $-0{,}25 \leqslant B \leqslant 0$	—	—	—	—	—	—	270	250	220	—	—
	Глины $0 < B \leqslant 0{,}25$	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	—
	Глины $0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$	—	—	—	—	—	—	—	—	160	120	100

буквами Н и Р. Кроме того в табл. 9 для песков и в табл. 11 для глинистых грунтов указаны нормативные значения модуля их деформации E ($кГ/см^2$), которые используют в расчетах осадки фундаментов (см. гл. VIII).

Характеристики c, φ и E для песков не зависят от происхождения, возраста и состояния влажности грунта. Они относятся к пескам кварцевым, в которых содержится не более 20% полевого шпата и не более 5% слюды, глауконита и других примесей, включая растительные остатки. Для глинистых грунтов эти характеристики даны для четвертичных отложений, при содержании растительных остатков не более 5%, а модуль E дан также для юрских глин, и найдены они были при степени их влажности $G \geqslant 0{,}8$.

В табл. 9 — 11 характеристики c, φ и E даны в зависимости от величины коэффициента пористости грунта ε, а для глинистых грунтов — также от влажности на границе раскатывания W_p и их консистенции B. Если ε, G и B имеют значения, не предусмотренные указанными таблицами, характеристики c, φ и E рекомендуется определять по данным инженерно-геологических изысканий.

§ 26. Расчет устойчивости грунтов оснований по предельному их сопротивлению сдвигу

Расчеты устойчивости оснований начали производить впервые с появлением у нас в 60-х годах прошлого столетия формулы Г. Е. Паукера. Они вскоре появились и за рубежом после опубликования такой же формулы в Англии Ренкиным, но полученной при других исходных предпосылках в ее выводе.

В формуле Паукера активное давление грунта в точке у края фундамента, направленное во внешнюю сторону, принималось равным пассивному его сопротивлению на той же глубине от поверхности земли. Эта формула имела широкое практическое применение, но она тогда не могла учесть всей сложности напряженного состояния грунта в условиях предельного его нагружения и давала решения с большими запасами устойчивости.

Опубликование в 1889 г. В. И. Курдюмовым результатов его экспериментальных работ, где, как уже указывалось, впервые была выявлена криволинейность поверхностей скольжения в грунте при предельном его нагружении давлением от фундамента, оказало большое влияние на дальнейшее развитие теории расчета устойчивости оснований. Вскоре появилась формула П. К. Янковского, при выводе которой ее автор, допуская взамен криволинейных плоские поверхности скольжения, стремился получить результат, возможно ближе согласующийся с опытами В. И. Курдюмова. Позднее С. И. Белзецкий, рассматривая условия предельного равновесия земляных призм, соответствующим образом представленных в грунте (рис. 43), получил формулу, учитывающую также и влияние ширины подошвы фундамента b на устойчивость основания. Свою формулу он опуб-

ликовал в журнале «Известия собрания инженеров путей сообщения» в 1910 г.

Решение С. И. Белзецкого было развито Н. М. Герсевановым применительно к случаю действия на фундамент не только вертикальных, но и горизонтальных сил. Он принял очертание земляных призм из условия минимума горизонтального усилия, вызывающего их сдвиг, и свое решение опубликовал в труде «Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений» в 1923 г.

Метод Н. М. Герсеванова был хорошо известен среди гидротехников, где и теперь встречается его применение. Однако, как и другие способы расчета, основанные на применении плоских поверхностей скольжения взамен криволинейных, он является приближенным.

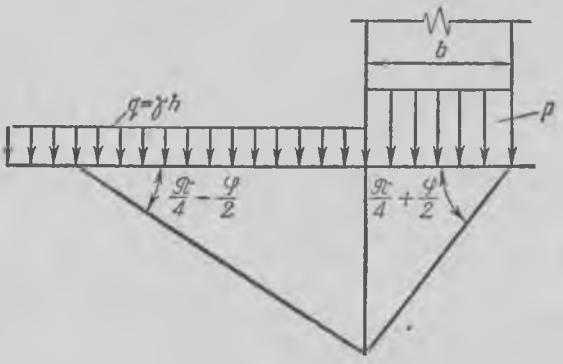

Рис. 43. Схема очертания призм предельного равновесия в расчете устойчивости основания по методу С. И. Белзецкого

Строгая постановка задачи о предельном равновесии грунтов применительно к условиям плоской деформации была впервые сделана Кеттером, немецким ученым, составившим соответствующие дифференциальные уравнения еще в 1903 г. Однако общий метод решения этих уравнений, что позволило бы определить предельное напряженное состояние грунта и получить очертание криволинейных поверхностей скольжения, не был найден. Причиной являлась огромная трудность учета влияния объемных сил от нагрузки собственным весом грунта. Решение этой задачи для частного случая «невесомого» основания и вертикальной нагрузки от фундамента было получено Прандтлем в 1920 г.

Позднее решение Прандтля было развито В. И. Новоторцевым в 1938 г. применительно к условиям действия наклонных сил на основание. Были также сделаны различные предложения и другими авторами как в нашей стране (П. Д. Евдокимов, Г. А. Дуброва), так и за рубежом (К. Терцаги, А. Како и Ж. Керизель, Г. Мейергоф).

Однако все они в основном исходят из решения Прандтля и полученного им очертания линий скольжения для «невесомого» основания, а вес сдвигаемого грунта учитывают различными приближенными приемами. Некоторые авторы предполагают наличие уплотненного земляного клина под фундаментом.

Общий метод интегрирования дифференциальных уравнений Кеттера впервые был разработан у нас В. В. Соколовским и опубликован в его труде «Статика сыпучей среды» еще в 1942 г. Решение предложенных В. В. Соколовским уравнений связано с выполнением большой вычислительной работы, но при применении быстродействующих счетных машин она затруднений не вызывает. Уравнения предельного равновесия грунтов можно также решить, хотя

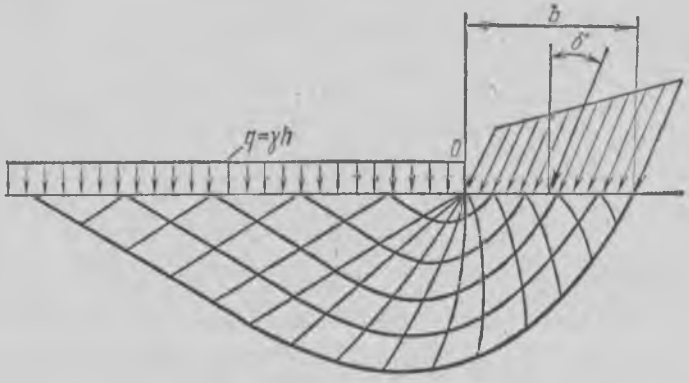

Рис. 44. Схема к определению предельной нагрузки на основание по методу В. В. Соколовского

и менее точно, графическим способом, разработанным С. С. Голушкевичем и опубликованным в его трудах «Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды» и «Статика предельных состояний грунтовых масс», изданных в 1948 и в 1957 гг.

Для практического применения в инженерных целях В. В. Соколовский предложил также приближенный способ определения предельной нагрузки на основание для случая плоской задачи, дающий в сравнении с точным несколько меньшее значение.

Указанная нагрузка предполагается приложенной к поверхности основания с отклонением от вертикали на некоторый угол δ, а ее распределение носит трапецеидальный характер. Под влиянием этого давления в толще грунта образуются опасные поверхности скольжения (рис. 44). Вертикальная и горизонтальная составляющие нагрузки $p_п$ и $t_п$, распределенной по полосе загружения, определяются по следующим формулам:

$$\left.\begin{aligned} p_п &= a\gamma h + \beta c + Q_т \gamma x, \\ t_п &= p_п \operatorname{tg} \delta, \end{aligned}\right\} \qquad (72)$$

где γh — давление или пригрузка в плоскости основания от веса слоя грунта, залегающего в пределах глубины заложения фундамента h;

γ и c — объемный вес и удельное сцепление грунта;

x — абсцисса (при $x=0$ и $x=b$ определяются ординаты краевых напряжений эпюры предельного давления на основание);

α, β и $Q_т$ — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от угла δ и угла внутреннего трения грунта φ (см. приложение 1).

Кроме метода В. В. Соколовского, в расчете устойчивости оснований используют также приближенное решение, полученное для

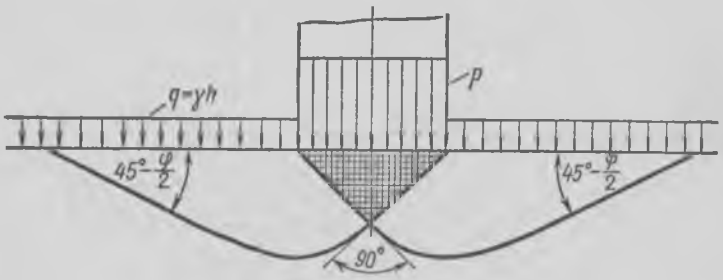

Рис. 45. Схема к определению предельной нагрузки на основание по В. Г. Березанцеву

условий осевой нагрузки от фундамента В. Г. Березанцевым. Он принял, что под фундаментом при его осадке образуется земляной клин, который оказывает распор на окружающий грунт и может вызвать нарушение его устойчивости с образованием криволинейных поверхностей скольжения (рис. 45).

Возникновение такого клина под жесткими фундаментами было известно давно. Оно изучалось в опытах на лабораторных моделях М. Х. Пигулевским еще в 1929 г. Позднее исследованиями вида и формы земляного клина занимались многие наши и зарубежные ученые.

Руководствуясь накопленными опытными данными, В. Г. Березанцев принял, что земляной клин при осевой нагрузке от фундамента имеет в вертикальном разрезе форму, близкую к очертанию равнобедренного треугольника с прямым углом у вершины, обращенной вниз.

Принимая приближенное очертание поверхностей скольжения в грунте, он рассматривал условия его предельного равновесия применительно к решению плоской и осесимметричной задач. В результате этого В. Г. Березанцевым была получена следующая формула для определения средней величины предельной нагрузки на

основание:

$$p_п = (A_0 b + B_0 h)\,\gamma + C_0 c, \qquad (73)$$

где γ и c — объемный вес и удельное сцепление грунта;

b — ширина ленточного фундамента по подошве (для круглого фундамента вместо b берут r — радиус круга, а для квадратного — половину длины его стороны);

A_0, B_0, C_0 — безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания по табл. 12.

Таблица 12

Значения коэффициентов A_0, B_0 и C_0 к расчету по формуле 73

Угол внутреннего трения φ, *град*	Ленточный фундамент			Круглый или квадратный фундамент		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
16	1,7	4,4	11,7	4,1	4,5	12,8
18	2,3	5,3	13,2	5,7	6,5	16,8
20	3,0	6,5	15,1	7,3	8,5	20,9
22	3,8	8,0	17,2	9,9	10,8	24,6
24	4,9	9,8	19,8	14,0	14,1	29,9
26	6,8	12,3	23,2	18,9	18,6	36,4
28	8,0	15,0	25,8	25,3	24,8	45,0
30	10,8	19,3	31,5	34,6	32,8	55,4
32	14,3	24,7	38,0	48,8	45,5	71,5
34	19,8	32,6	47,0	69,2	64,0	93,6
36	26,2	41,5	55,7	97,2	87,6	120,0
38	37,4	54,8	70,0	142,5	127,0	161,0
40	50,1	72,0	84,7	216,0	185,0	219,0
42	77,3	98,7	108,8	317,0	270,0	300,0
44	110,3	137,2	141,2	—	—	—
46	159,6	195,0	187,5	—	—	—

Формула 73 по своему виду сходна с ранее приведенной формулой 70, но отличается от нее численными значениями коэффициентов A_0, B_0 и C_0, так как она выведена из иных предпосылок. Эта формула применима для фундаментов сравнительно мелкого заложения, глубина которого не превышает половины ширины фундамента по подошве или радиуса окружности при круглой его форме в плане.

Для фундаментов более глубокого заложения несколько видоизменяется характер сдвига в грунте. Это вносит соответствующие изменения в расчет и приводит к получению аналогичных формул [3]. Однако, как уже указывалось ранее, возможность выпирания грунта из-под подошвы фундамента с увеличением глубины заложения уменьшается и в конечном итоге становится маловероятной.

Поэтому расчеты устойчивости глубоко заложенных фундаментов обычно утрачивают свою актуальность, а наибольшее значение приобретают расчеты оснований по деформациям (расчеты осадок фундаментов).

Формулы 72 и 73 применимы для сыпучих и связных грунтов, обладающих внутренним трением и сцеплением. Если в грунтах сцепление значительно преобладает над силами внутреннего трения, то последним в целях упрощения можно пренебречь (например, для грунтов вечной мерзлоты). Для такой среды В. В. Соколовский, называя ее идеально связной, получил при равномерно распределенной полосовой нагрузке следующее значение удельной величины предельного вертикального давления на основание:

$$p_{\text{п}} = c(\pi + 1{,}21) + \gamma h = 4{,}35c + \gamma h. \qquad (74)$$

В случае осесимметричной задачи средняя величина этого давления по А. Ю. Ишлинскому будет равна

$$p_{\text{п}} = 5{,}63c + \gamma h. \qquad (75)$$

Чтобы получить значение полного предельного вертикального давления на основание $p_{\text{п}}$, необходимо удельную его величину $p_{\text{п}}$, найденную по формулам 73, 74 или 75, умножить на площадь подошвы фундамента. Указанные формулы можно, очевидно, применить также для определения предельного давления на основание и при внецентренном его нагружении. В данном случае, как это было предложено еще Н. М. Герсевановым и применяется ныне при расчете устойчивости гидротехнических сооружений, фактическую ширину фундамента b заменяют условной, равной $b—2e$, где e— эксцентриситет равнодействующей вертикального давления на основание. Нагрузку от такого условного фундамента считают равномерно распределенной.

Для определения расчетного давления на основание необходимо найденное значение предельной нагрузки умножить, в соответствии с общими положениями Строительных норм и правил, на коэффициенты однородности грунта κ и условий работы основания m. Произведение этих коэффициентов означает, по существу, величину, обратную коэффициенту запаса. Его назначают в зависимости от вида и капитальности сооружения, руководствуясь соответствующими нормативными указаниями.

Для скальных грунтов их прочность или несущую способность определяют, независимо от размеров и глубины заложения фундамента, по формуле

$$\Phi = \kappa m R^{\text{н}}, \qquad (76)$$

где $R^{\text{н}}$ — временное сопротивление образцов скального грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии;

κ, m — произведение коэффициентов однородности и условий работы, которое обычно принимают равным 0,5.

§ 27. Приближенный расчет устойчивости грунтов на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

Расчеты на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения стали производить примерно после 1920 г. Они возникли в связи со стремлением учесть вместо плоского криволинейный характер поверхностей скольжения, наблюдаемых при нарушении устойчивости земляных масс. Расчеты по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения применяют в инженерной практике и теперь

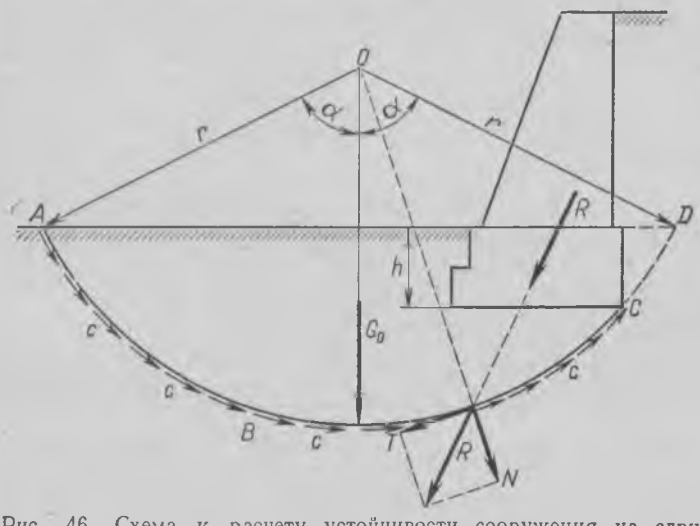

Рис. 46. Схема к расчету устойчивости сооружения на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения в грунте

для приближенной оценки устойчивости грунтов, а при сложных грунтовых условиях они пока незаменимы, так как строгие решения этой задачи здесь пока еще не найдены.

Для поверки устойчивости грунта основания на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения вычерчивают радиусом r из произвольно выбранного на некоторой вертикали центра O дугу окружности, которая отсекает в грунте земляное тело $ABCD$, охватывающее всю подошву сооружения (рис. 46). Вес этого тела, имеющего форму грунтового сегмента, определится по формуле

$$G = \gamma r^2 \left(\frac{\pi\alpha}{180^\circ} - \sin\alpha\cos\alpha \right), \qquad (77)$$

где α — половина центрального угла у точки O, в створе которого взят рассматриваемый грунтовый сегмент;

γ — объемный вес грунта.

Нагрузку от сооружения, воспринимаемую отсекаемым грунтовым сегментом, можно представить в виде равнодействующей R.

Чтобы не усложнять расчеты, вес фундамента при определении R берут за вычетом веса грунта в его объеме, который включается в состав веса грунтового сегмента $ABCD$.

Равнодействующую R можно перенести по направлению ее действия в точку, лежащую на кривой скольжения, и разложить здесь на нормальную N и касательную T силы. Сила T стремится произвести сдвиг рассматриваемого грунтового тела. Ее момент относительно точки O, называемый сдвигающим, будет равен

$$M_{сдв} = Tr. \tag{78}$$

Указанному сдвигу препятствуют силы трения и сцепления в грунте, действующие по поверхности скольжения $ABCD$, но направленные в противоположную сторону. Расчетный момент этих сил относительно той же точки O, называемый удерживающим, определится по формуле

$$M_{уд} = [(N + G)\operatorname{tg}\varphi + cL]\, r, \tag{79}$$

где φ и c — угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта ($\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент внутреннего трения);

L — длина дуги $ABCD$.

Устойчивость рассматриваемой системы характеризуют коэффициентом запаса, который представляет собой отношение удерживающего момента к сдвигающему и может быть определен по формуле

$$\kappa_з = \frac{(N + Q)\operatorname{tg}\varphi + cL}{T}. \tag{80}$$

Взяв на той же вертикали центры O_1 и O_2 выше и ниже точки O, произведем и для них такие же расчеты устойчивости основания. Подобные вычисления затем выполним и для центров, взятых на других вертикалях, проведенных правее и левее первоначальной. Все это позволит нащупать наиболее вероятное положение опасной кривой скольжения, для которой коэффициент запаса в устойчивости на сдвиг, определяемый из отношения $M_{уд}$ к $M_{сдв}$, имеет наименьшее значение.

Если же в результате этих расчетов окажется, что необходимые требования к устойчивости сооружения при заданном заглублении фундамента не выполняются, то увеличивают глубину его заложения h. Тогда кривая скольжения расположится глубже, а отсекаемый ею грунтовый сегмент станет больше и тяжелее, вследствие чего возможность его смещения станет более затруднительной и устойчивость сооружения повысится.

В грунтах, обладающих небольшим сопротивлением сдвигу, возможно по этой причине применять свайные фундаменты. Сваи как бы армируют грунт и отодвигают положение опасной кривой скольжения далеко вглубь, к уровню расположения их нижних концов. Устойчивость сооружения в этом случае существенно повышается.

В изложенном расчете имелись в виду достаточно простые условия однородного основания, когда кривая скольжения располагалась в одном и том же грунте. В действительности же при слоистом основании могут быть случаи, когда кривая скольжения пересекает несколько различных видов грунтов, отличающихся плотностью сложения и обладающих различным сопротивлением сдвигу. Все это усложняет расчет и требует учета специфических условий неблагоприятного влияния на устойчивость основания тех грунтовых слоев, сопротивление сдвигу в которых невелико. В подобных случаях кривую скольжения стремятся расположить так, чтобы она в значительной своей части находилась в пределах наиболее слабого грунта.

Круглоцилиндрические поверхности скольжения применяют также для приближенной оценки устойчивости откосов и крутых склонов местности, используемых под строительство, и откосов различных земляных сооружений. Здесь, как и в предыдущем случае, из произвольно взятого на некоторой вертикали центра O описывают радиусом r кривую скольжения AKC (рис. 47). Отсекаемое этой кривой земляное тело $ABCK$ делят вертикальными плоскостями на несколько, обычно на 6÷8, отсеков. Нагрузку от веса грунта каждого отсека P_i (как это показано штриховкой) переносят в уровень его основания ab, где эту силу раскладывают на нормальную N_i и касательную к поверхности скольжения T_i силы.

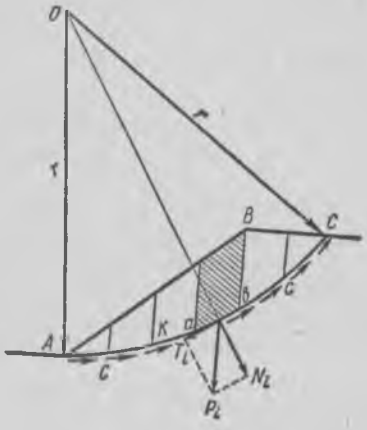

Рис. 47. Схема к расчету устойчивости земляного откоса

Момент сил $\sum T_i$ относительно точки O, стремящихся сместить земляное тело $ABCK$ по направлению своего действия, будет равен

$$M_{\text{сдв}} = \sum T_i r. \tag{81}$$

Этому сдвигу противодействуют силы трения и сцепления, приложенные к рассматриваемому земляному телу по поверхности скольжения $AKC = L$. Расчетный момент этих сил, взятый относительно той же точки O, получит следующее значение:

$$M_{\text{уд}} = (\sum N_i \operatorname{tg} \varphi + cL)\, r. \tag{82}$$

О степени устойчивости откоса здесь также судят по величине коэффициента запаса, который определяют из отношения $M_{\text{уд}}$ к $M_{\text{сдв}}$ по формуле

$$K_{\text{з}} = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi + cL}{\sum T_i}. \tag{83}$$

Положение опасной кривой находят так же, как и в предыдущем случае. Если устойчивость откоса окажется недостаточной, намечают более пологое его очертание и расчет повторяют.

Изложенный расчет является грубо приближенным и применим для прикидочных оценок устойчивости откосов. В нем не учтены силы взаимодействия между отсеками, которые для каждого из них являются внешними. Эти силы возникают вследствие давления верхних отсеков, скользящих по более крутой поверхности, на нижние, где уклон этой поверхности меньше.

Силы взаимодействия между отсеками будут внутренними и их не учитывают, если отделяемое круглоцилиндрической поверхностью земляное тело рассматривать как единый отвердевший массив. Более подробно вопросы устойчивости земляных откосов рассматриваются в специальных трудах [17, 23].

§ 28. Проверка устойчивости сооружения на сдвиг по поверхности грунта основания

Кроме нарушения устойчивости основания с образованием в грунте криволинейных поверхностей скольжения, возможен также сдвиг сооружения непосредственно по поверхности основания. Он возникает тогда, когда сопротивление сил трения в плоскости контакта подошвы фундамента с грунтом оказалось недостаточным, чтобы противодействовать влиянию горизонтальных сил, приложенных к сооружению. Случаи аварий сооружений по причине их сдвига по поверхности основания не единичны. Чтобы избежать их, производят расчет устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига, оценивая степень надежности коэффициентом запаса по формуле

$$\kappa_з = \frac{f \sum N}{\sum T}, \qquad (84)$$

где $\sum N$ и $\sum T$ — равнодействующие вертикальных и горизонтальных сил, приложенных от сооружения к основанию;

f — коэффициент трения для кладки по грунту, примерные значения которого даны в табл. 13.

Таблица 13

Виды грунтов	f
Влажные глины и скальные грунты с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т. п.)	0,25
То же, при сухом состоянии	0,30
Суглинки и супеси	0,30
Пески	0,40
Гравийные и галечниковые грунты	0,50
Скальные грунты с неомыливающейся поверхностью	0,60

В расчете по формуле 84 принимают наиболее невыгодное сочетание действия внешних сил на сооружение, при котором отношение $\sum N$ к $\sum T$ получается наименьшим. При наличии на некоторой небольшой глубине прослойка, отличающегося слабым сопротивлением сдвигу и способного понизить устойчивость сооружения, делают поверку возможности скольжения по его поверхности.

При возведении сооружений на скальных грунтах могут возникнуть силы сцепления между скалой и кладкой фундамента, если его бетонируют на месте. Эти силы повышают устойчивость сооружения на сдвиг, и при хорошем качестве скалы и кладки они могут быть частично учтены по данным опытных исследований и лабораторных испытаний.

Глава VIII

РАСЧЕТ ОСАДКИ И КРЕНА ФУНДАМЕНТОВ

§ 29. Общие сведения

Осадки фундаментов, возникающие вследствие деформации грунтов, появляются лишь тогда, когда нагрузка от фундамента p_0 превышает первоначальное природное давление на основание $q=\gamma h$, определяемое весом вышележащего грунта. Поэтому расчет осадки ведут лишь на действие избыточного давления от фундамента $p=p_0-\gamma h$. Если же окажется, что p_o равно или меньше q, то возможность появления осадок считают исключенной, так как грунт уже опрессован имеющимся в нем бытовым давлением. Осадку фундаментов не определяют также тогда, когда основанием являются скальные грунты, так как возникающие в таких грунтах деформации чрезвычайно малы и практически не оказывают никакого влияния на состояние возводимых сооружений.

Осадки на однородных и равномерно уплотненных грунтах протекают при центральной нагрузке достаточно равномерно. При внецентренном давлении на основание они сопровождаются креном фундаментов в сторону наиболее нагруженного их ребра. Характер течения осадок значительно усложняется при неоднородных грунтах, неравномерном их уплотнении и различном увлажнении, что создает трудности в их расчете.

Изучение деформаций в грунтах показывает, что они складываются из двух частей — упругой и остаточной (рис. 48). *Упругие деформации* возникают вследствие упругого сжатия скелета грунта и исчезают они после удаления нагрузки.

Остаточные деформации являются следствием взаимного смещения его частиц, в результате чего они занимают более компактное расположение. После удаления нагрузки сместившиеся частицы уже не могут возвратиться в первоначальное положение.

В сравнении с упругими остаточные деформации, как правило, имеют преобладающее значение, особенно в слабо уплотненных грунтах. В зависимости от нагрузки они обычно возрастают по нелинейным законам, придавая тем самым нелинейный характер и общей деформации грунта.

Расчеты нелинейных деформаций в грунтах сложны и затруднительны и почти не разработаны. Однако считают, как уже указывалось ранее, что для приближенного их расчета применима теория, основанная на допущении линейной зависимости деформации грунта от нагрузки, если ее течение ограничивается фазой уплотнения и локальных сдвигов. Грунт здесь условно рассматривают как линейно-деформируемую среду.

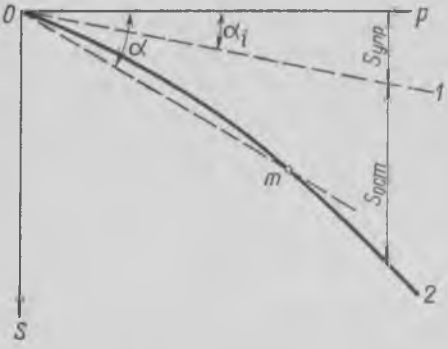

Рис. 48. Зависимость осадки опытного штампа S от нагрузки p и ее примерное разделение на упругую и остаточную составляющие

Основными физическими характеристиками грунта в расчете вероятной осадки фундаментов и их крена являются модуль общей деформации E и коэффициент Пуассона μ. Особенно большое значение придается правильному определению модуля E, при котором искомая осадка, устанавливаемая на основе линейной зависимости деформации от нагрузки, ближе отвечает действительной ее величине, получаемой в условиях нелинейного характера этой деформации.

§ 30. Модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунтов

При рассмотрении деформации грунта будем полагать, что он представляет собой изотропное тело, обладающее по всем направлениям одинаковыми свойствами, и мысленно выделим в пределах его толщи элементарный кубик с ребром длиной l. Учитывая, что в грунтах значительная роль принадлежит необратимым остаточным деформациям, носящим к тому же линейный характер, ограничимся рассмотрением процесса деформации этого кубика лишь в одном направлении, когда происходит только его сжатие. Будем также полагать, что давление, вызвавшее сжатие кубика, изменяется в таких пределах, когда допустимо применять линейную зависимость между деформацией грунта и приложенной к нему нагрузкой.

Мысленно представленный кубик (рис. 49) испытывает от окружающего грунта давление, приложенное по всем его граням. Предполагая кубик ориентированным таким образом, что верхняя и нижняя его грани занимают горизонтальное положение, увеличим при-

ложенное к ним давление на некоторую величину p. Если при этом считать, что остается постоянным, то кубик несколько расплющится. Его высота уменьшится на некоторую величину λ и станет равной $l - \lambda$, а длина ребер боковых граней увеличится на m и станет равной $l + m$. Тогда относительная деформация сжатия будет $e = \frac{\lambda}{l}$, а отношение p к e представит собой искомый модуль деформации грунта E.

Отношение m к λ, которое обозначим через μ, называется коэффициентом Пуассона. Модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунтов являются понятиями, аналогичными модулю Юнга и коэффициенту Пуассона для упругих тел. Их значения определяют по следующим простым формулам:

$$E = \frac{p}{e}; \qquad \mu = \frac{m}{\lambda}. \tag{85}$$

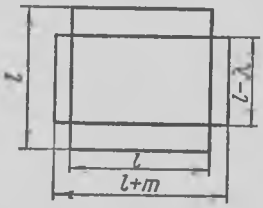

Рис. 49. Схема к определению модуля деформации грунта E и коэффициента Пуассона μ грунтов

В отношении модуля деформации и коэффициента Пуассона для грунтов Н. М. Герсеванов отмечал следующие особенности, отличающие их от упругих тел:

1. Для упругих тел первоначальные размеры деформируемого кубика l соответствуют совершенно ненагруженному состоянию, когда давление на все его грани равно нулю, причем первоначальная плотность его является вполне определенной физической величиной, зависящей от рода материала. Для грунта первоначальные его размеры и плотность, характеризуемая коэффициентом пористости ε, соответствуют определенным нагрузкам, имеющимся в начальный период сжатия грунта.

2. Процесс сжатия кубика по определениям теории упругости происходит при отсутствии давления на его боковые поверхности. Здесь же это давление не равно нулю, так как мысленно представленный кубик испытывает его по всем граням от окружающего грунта.

3. Согласно теории упругости в кубике по мере его сжатия накапливается потенциальная энергия, которая полностью отдается при его разгрузке, если не превзойден предел упругости материала. Применительно к грунтам такая обратимость процесса не имеет места, так как энергия сжатия кубика при снятии нагрузки отдается лишь частично вследствие малой роли упругих деформаций.

4. В теории упругости модуль E является величиной постоянной, тогда как для грунтов он зависит от того диапазона изменения их плотности, который отвечает заданному изменению внешней нагрузки на кубик.

При линейной зависимости деформации от нагрузки модуль E, как известно, является постоянной характеристикой свойств сжима-

емости материала. Если эта зависимость нелинейна, то и модуль E приобретает значение переменной величины. Например, для некоторого участка Om кривой зависимости осадки S штампа от нагрузки P (см. рис. 48) средняя величина модуля деформации грунта E определится из положения прямой, соединяющей точки O и m между собой.

При другом положении точки m значение модуля E также будет иным, так как изменится величина угла α, характеризующего отношение S к P. С уменьшением этого отношения модуль E возрастает, что видно и из приведенных далее формул, полученных для расчета осадки фундаментов. Если его величина определена из положения прямой $O - 1$, то такой модуль будет характеризовать лишь упругие свойства грунта, и его называют модулем упругости грунта $E_{упр}$.

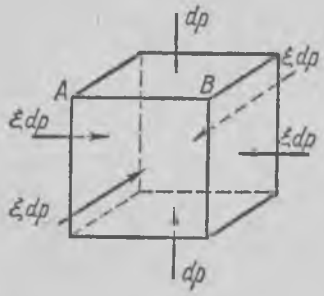

Рис. 50. Схема к определению зависимости между коэффициентом Пуассона и коэффициентом бокового давления грунта

Таким образом, в зависимости от плотности, состояния консистенции, особенностей структуры и других причин величина модуля деформации E может колебаться в больших пределах даже для одних и тех же грунтов. Поэтому считают, что его определение следует вести при том изменении давлений в грунте, которое в действительности будет иметь место в том или ином его слое в результате возведения сооружения. Значения модулей деформации E для песчаных и глинистых грунтов, найденные в результате обобщения большого опытного материала и рекомендуемые СНиПом для использования, были даны ранее в табл. 9 и 11.

Коэффициент Пуассона, так же, как и коэффициент бокового давления (см. § 9), различен для отдельных видов грунтов, но для каждого из них имеет свое достаточно постоянное значение. Между этими коэффициентами существует определенная связь, позволяющая производить взаимные их вычисления. Чтобы эту связь найти, представим горизонтальный слой однородного грунта, неограниченно распространяющийся в стороны и нагруженный по поверхности распределенной нагрузкой.

Мысленно выделим в его толще элементарный кубик, верхняя и нижняя грани которого расположены горизонтально (рис. 50). Предположим далее, что в результате некоторого повышения внешней нагрузки вертикальное давление на горизонтальные грани кубика увеличилось на бесконечно малую величину dp. Последнее вызовет также соответствующее повышение давления, приложенного к его боковым граням, на величину ξdp, так как по условию рассматриваемой задачи расширение грунта в стороны исключено.

Проследим за деформацией ребра AB, которую оно получит в результате действия нагрузки, приложенной отдельно к каждой паре параллельных граней рассматриваемого кубика. Под влиянием нагрузки dp ребро AB получит удлинение, равное $\mu dp/E$. Нагрузка ξdp, приложенная к боковым граням кубика, параллельным плоскости чертежа, вызовет удлинение ребра AB на величину $\mu\xi dp/E$. Наконец, под влиянием нагрузки ξdp, действующей по боковым граням кубика, перпендикулярным плоскости чертежа, ребро AB укоротится на величину $\xi dp/E$.

Общая же деформация ребра AB будет равна нулю, так как сжатие кубика происходит в данном случае без возможности его бокового расширения. В связи с этим можно будет написать

$$\mu\frac{dp}{E}+\mu\xi\frac{dp}{E}-\xi\frac{dp}{E}=0. \tag{86}$$

При сжатии кубика на бесконечно малую величину пористость грунта не может измениться и модуль его деформации E сохранит одну и ту же постоянную величину. Поэтому в выражении 86 можно будет произвести необходимое сокращение, после чего получим следующую, найденную Н. М. Герсевановым, зависимость между коэффициентами Пуассона и бокового давления грунта:

$$\mu=\frac{\xi}{1+\xi}. \tag{87}$$

На основе этой зависимости и опытных данных были установлены следующие значения коэффициента Пуассона для грунтов:

крупнообломочные грунты	0,27
пески и супеси	0,30
суглинки	0,35
глины	0,42

§ 31. Расчет осадки фундаментов по уплотнению безграничного слоя грунта мощностью h

Безгранично распространяющийся в стороны слой однородного грунта мощностью h залегает на скале и нагружен по поверхности равномерно распределенной нагрузки p_0. Его сжатие по существу будет носить такой же характер, как сжатие образца грунта в одометре, где возможность перемещения частиц в стороны также исключена. Пользуясь ранее приведенной формулой 32, можно определить осадку поверхности сжимаемого слоя грунта:

$$S=\frac{\varepsilon_e-\varepsilon}{1+\varepsilon_e}h, \tag{88}$$

где ε_e и ε — коэффициенты пористости грунта, соответствующие начальному давлению на основание от веса вышележащего слоя грунта $q=\gamma h$ и последующему давлению от сооружения p_0.

Если здесь в соответствии с формулой 34 заменить через давления и принять $p_0 - q = p$, то получим следующую формулу для определения стабилизировавшейся осадки фундаментной плиты неограниченных в плане размеров:

$$S = \frac{aph}{1 + \varepsilon_e}, \qquad (89)$$

где a — коэффициент уплотнения грунта.

Формулу 89 можно использовать для приближенного определения вероятной осадки фундаментов, имеющих достаточно большую ширину b по сравнению с мощностью сжимаемого слоя грунта h. В этом случае влияние на осадку тех горизонтальных смещений грунта в стороны из-под фундамента, которые в действительности бывают при его сжатии, будет невелико и им можно пренебречь. Считают, что при $b = 2h$ и более расчеты осадки по формуле 89 дают вполне удовлетворительные результаты.

Если пласт грунта мощностью h, подстилаемый скалой, рассматривать как упругий слой, то его сжатие нагрузкой p можно найти также и по следующей известной формуле

$$S = \frac{ph(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{E(1 - \mu)}. \qquad (90)$$

Приравняв правые части формул 89 и 90 друг другу, получим следующую зависимость между модулем деформации грунта E и его коэффициентом уплотнения a:

$$E = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \cdot \frac{1 + \varepsilon_e}{a}, \qquad (91)$$

где μ — коэффициент Пуассона для рассматриваемого слоя грунта.

При слоистом залегании грунтов следует, пользуясь формулами 89 или 90, найти сжатие каждого слоя в отдельности и полученные величины сложить между собой.

§ 32. Расчет осадки фундаментов способом послойного суммирования деформаций

Для расчета осадки фундамента этим способом необходимо вначале построить эпюру увеличения с глубиной вертикальных напряжений от собственного веса грунта $p_б = \gamma(h + z)$. Эта эпюра ограничена линией $O1$, а ее построение ведут от природного уровня земли или от планировочной отметки, если планировка производится срезкой грунта (рис. 51).

Далее следует построить эпюру вертикальных напряжений σ_z, пользуясь для их вычисления формулой 61. Эти напряжения дополнительно возникнут в грунте по осевой линии фундамента от

избыточного его давления на основание $p = p_0 - q$, где q — природное давление $p_б$ на глубине заложения подошвы фундамента ($q = \gamma h$). Эта эпюра ограничена здесь линией *2—3*.

Осадку фундамента определяют как результат сжатия грунта, вызванного действием постепенно убывающих книзу дополнительных напряжений σ_z. Влияние этих напряжений учитывают лишь до той глубины, на которой они становятся равными 20% от величины природного давления $p_б$, создаваемого весом вышележащего грунта. Эту глубину обычно находят по пересечению в точке *M* линий $O1^1$ и *23*, где линия $O1^1$ изображает также изменение с глубиной природного (бытового) давления в грунте, но в масштабе в 5 раз меньшем, чем было принято для построения линий *O1* и *23*.

Слои грунтов, залегающие между подошвой фундамента и горизонтальной плоскостью NMN^1, определяемой положением указанной точки *M*, называют сжимаемой толщей, а плоскость NMN^1 считают ее границей.

При неглубоком залегании скалы ее поверхность может иногда оказаться выше найденной границы сжимаемой толщи NMN^1. Тогда эту границу принимают на уровне поверхности указанной скалы, а при определении напряжений σ_z учитывают некоторое их повышение, вызванное неглубоким залеганием (см. § 21).

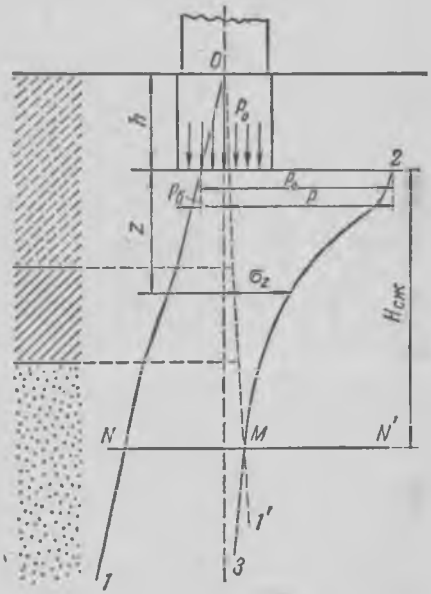

Рис. 51. Схема к расчету осадки фундамента способом послойного суммирования деформаций:
$H_{сж}$ — мощность сжимаемой толщи; NMN' — ее нижняя граница

Расчет осадки фундамента по величине сжатия грунта в его основании несколько затруднен в связи с изменением по глубине напряжений σ_z и наличия в ряде случаев слоистости в залегании грунтов. Поэтому рассматриваемую сжимаемую толщу принято разделять по высоте на несколько горизонтальных слоев, но так, чтобы в пределах каждого из них грунт был однородным. Обычно рекомендуют делить на слои примерно толщиной по $0{,}4b$, где b — ширина фундамента по его подошве.

Считают, что сжатие каждого такого слоя происходит под влиянием среднего давления, которое приближенно принимают равным полусумме вертикальных напряжений σ_z, возникающих на верхней и нижней его границах.

Для определения осадки фундамента деформации отдельных слоев грунта суммируют, производя вычисления по формуле

$$S = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i h_i \frac{\beta}{E_i}, \qquad (92)$$

где n_i — число горизонтальных слоев, на которое разбита по высоте сжимаемая толща грунтов основания;
σ_i — среднее сжимающее напряжение, действующее в i-ом слое;
h_i — мощность каждого такого слоя;
E_i — модуль деформации для i-го слоя грунта;
β — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета и принимаемый для всех видов грунтов равным 0,8.

При наличии на некоторой глубине H более слабого грунта, чем вышележащие, необходимо проверить возможность его расчета по деформациям, если этот грунт залегает в пределах сжимаемой толщи. Поверочный расчет в этом случае ведут по формуле

$$p_{б\,(H)} + \sigma_{z\,(H)} \leqslant R^{н}, \qquad (93)$$

где $p_{б(H)}$ — природное давление от веса вышележащего грунта на кровлю подстилающего слабого слоя;
$\sigma_{z(H)}$ — дополнительное давление на кровлю того же слабого грунта, вызванное действием нормативной нагрузки $P^{н}$ от фундамента сооружения;
$R^{н}$ — нормативное давление на слабый грунт, вычисляемое по формулам 70 или 71 для условного фундамента, площадь подошвы которого $F_{у}$ находят делением $P^{н}$ на $\sigma_{z(H)}$.

Считают, что нагрузка от фундамента сооружения $P^{н}$, воспринимаемая толщей грунтов основания, будет распределена по поверхности слабого грунта в пределах указанной площади $F_{у}$. Ее ширину $b_{у}$, необходимую для вычисления нормативного давления на рассматриваемый слабый грунт, находят по формуле

$$b_{у} = \sqrt{F_{у} + 0{,}25\,(l-b)} - 0{,}5\,(l-b), \qquad (94)$$

где l и b — длина и ширина фундамента сооружения по его подошве при прямоугольной в плане форме.

§ 33. Расчет осадки фундаментов по формулам теории упругости

При однородных грунтах основания, залегающих на достаточно большой глубине, осадку фундаментов можно найти по формулам теории упругости, основанным на использовании общих методов решения задач о напряжениях и деформациях. Грунт здесь рассматривают как линейно-деформируемое полупространство, принимая

зависимость между деформациями и напряжением по закону прямой линии (закон Гука). Об искомой осадке судят по величине перемещений точек поверхности грунта основания, непосредственно воспринимающей нагрузку от фундамента.

Если считать фундамент абсолютно гибким, то перемещения указанных точек окажутся различными. Эпюра осадки такого фундамента получит вид криволинейной поверхности, обращенной выпуклостью вниз. Среднюю ее величину и принимают приближенно равной осадке реального жесткого фундамента. Возможно и более сложное решение этой задачи, в котором непосредственно учитывают влияние жесткости фундамента. В этом случае осадки всех точек поверхности основания при осевой нагрузке от фундамента принимаются одинаковыми.

Для расчета равномерной осадки круглого жесткого фундамента диаметром D применима формула Буссинеска. Эта формула, в зависимости от того, используется ли для определения осадки полное давление от фундамента P или удельная от него нагрузка p, имеет следующие два вида:

$$\left.\begin{aligned} S &= \frac{P}{ED}(1-\mu^2), \\ S &= \frac{\pi pD}{4E}(1-\mu^2), \end{aligned}\right\} \qquad (95)$$

где E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунта основания.

Среднюю осадку равномерно нагруженного прямоугольного фундамента с площадью подошвы F можно найти по формуле Шлейхера

$$S = \frac{K_0 P}{E\sqrt{F}}(1-\mu^2), \qquad (96)$$

где K_0 — коэффициент, зависящий от отношения сторон подошвы фундамента $\beta = l : b$, значения которого, найденные для случая жесткого фундамента*, приведены далее, в табл. 15.

Если учесть, что сила $P = pF$, а площадь подошвы фундамента $F = lb = \beta b^2$, то формулу Шлейхера можно представить в следующем виде:

$$S = \frac{\omega pb}{E}(1-\mu^2), \qquad (97)$$

где $\omega = K_0\sqrt{\beta}$ — коэффициент, зависящий также от β, значения которого для жесткого фундамента легко можно найти по указанным в табл. 15 данным K_0, для случая расчета средней осадки гибкого фундамента они представлены в табл. 14.

---

* М. И. Горбунов-Посадов. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953.

Таблица 14

Значения коэффициента ω к расчету по формуле 98

Форма подошвы фундамента	ω при залегании скалы на глубине				
	$1b$	$2b$	$5b$	$10b$	более 10
Круг	0,58	0,70	0,78	0,81	0,85
Прямоугольник при отношении сторон, равном:					
1	0,62	0,77	0,87	0,91	0,95
2	0,70	0,96	1,16	1,23	1,30
3	0,73	1,04	1,31	1,42	1,53
10	0,77	1,15	1,62	1,90	2,25
Полоса шириной b	0,79	1,20	1,77	2,19	3,69

Из приведенных формул следует важный вывод о том, что при одинаковой удельной нагрузке на основание p осадки фундаментов, имеющих различную площадь их подошвы F, будут также разными: для больших фундаментов они будут больше, чем для имеющих меньшую площадь подошвы, изменяясь пропорционально $\sqrt{F}$. Чтобы получить одинаковую осадку фундаментов разной площади, необходимо соответственно изменить величину удельной от них нагрузки на основание.

Формулы теории упругости применимы в основном для расчета осадки относительно небольших фундаментов, возводимых на однородных грунтах, мощность слоя которых превышает размеры ожидаемой сжимаемой толщи. Наибольшее применение они имеют в расчетах для определения модуля общей деформации грунта E, где используют данные полевых испытаний грунта статическими нагрузками. Обычно здесь пользуются формулой Буссинеска. В нее подставляют вместо p величину приращения вертикального давления, которое произойдет в том или ином слое грунта вследствие возведения сооружения. Вместо S берут соответствующее приращение осадки, пользуясь графиком произведенного испытания грунта штампом (см. § 15).

§ 34. Расчет осадки фундаментов по методу эквивалентного слоя грунта

В этом методе, предложенном Н. А. Цытовичем, грунт основания условно принимают в виде безграничного слоя такой мощности h, сжатие которого дает величину, равную осадке реального фундамента. Этот слой называют эквивалентным, и когда его мощность найдена, осадку фундамента определяют по формуле 89. Мощность эквивалентного слоя находят из условия равенства осадок, вычисля-

емых по формулам 90 и 97, откуда получают:

$$h = \omega b \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}, \qquad (98)$$

где ω — коэффициент, учитывающий влияние жесткости и формы фундамента в плане на его осадку, значения которого для случая определения средней осадки гибкого фундамента даны в табл. 14;

b — ширина подошвы фундамента, принимаемая при круглой его форме, равной стороне равновеликого квадрата;

μ — коэффициент Пуассона для грунта основания.

При слоистом залегании грунтов мощность эквивалентного слоя определяют так же, как и для однородного основания, но в расчете вместо величины $\frac{a}{1+\varepsilon_e}$, обозначаемой для краткости через A, используют среднее значение $A_{ср}$, вычисляя ее для толщи грунтов, равной $2h$, по формуле

$$A_{ср} = \frac{\sum h_i A_i z_i}{2h^2}, \qquad (99)$$

где h_i — мощность отдельных грунтовых слоев, залегающих ниже подошвы фундамента в пределах глубины, равной $2h$;

A_i — значения указанной величины A для отдельных слоев рассматриваемой грунтовой толщи;

z_i — расстояние от точки, лежащей на глубине $2h$ ниже подошвы фундамента, до середины соответствующего слоя.

Определение $A_{ср}$ ограничивают толщей $2h$ потому, что при реальных фундаментах вследствие убывания напряжений с глубиной влияние нижних слоев грунтов, залегающих за пределами этой толщи, практически невелико и им пренебрегают. Считают, что расчет осадки методом эквивалентного слоя дает наиболее удовлетворительные результаты для небольших фундаментов, а при слоистом основании в тех случаях, когда грунты отдельных пластов по свойствам сжимаемости мало различаются.

§ 35. Определение крена фундаментов

При внецентренном нагружении основания, кроме осадки, образуется также крен фундамента в сторону наиболее нагруженного ребра (рис. 52). Современный уровень развития теории расчета балок и плит на упругом (линейно-деформируемом) основании дает возможность рассматривать совместную работу грунта и фундамента и определять их деформации в различных условиях нагружения. Для отдельно стоящих жестких фундаментов устоев мостов, дымовых труб, различных башен и других аналогичных сооружений расчет крена при однородном основании можно произвести по следующим формулам.

Угол крена θ круглого жесткого фундамента диаметром можно найти по формуле К. Е. Егорова:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{6Pe}{ED^3}(1-\mu^2), \qquad (100)$$

где e — эксцентриситет вертикальной силы P, величина которой равна нормативному давлению на основание за вычетом веса грунта в объеме фундамента;

E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания.

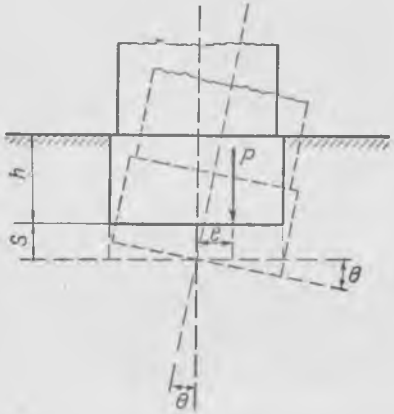

Рис. 52. Схема к расчету крена фундамента

Для определения угла крена θ жестких прямоугольных фундаментов применимы следующие две схожие по виду формулы М. И. Горбунова-Посадова:

$$\left.\begin{aligned}\operatorname{tg}\theta &= \frac{8Pe(1-\mu^2)}{El^3}K_1\\ \operatorname{tg}\theta &= \frac{8Pe(1-\mu^2)}{Eb^3}K_2\end{aligned}\right\}, \qquad (101)$$

где l и b — длина и ширина фундамента по его подошве;

K_1 и K_2 — безразмерные коэффициенты, значения которых, найденные по имеющимся к этим формулам графикам, приведены в табл. 15.

Первая из этих формул применима, когда момент Pe действует в осевой вертикальной плоскости, параллельной бо́льшей стороне прямоугольной подошвы фундамента l, а вторая — когда указанная плоскость параллельна меньшей ее стороне b.

При слоистом залегании грунтов расчет крена фундаментов по приведенным здесь формулам становится затруднительным. В нем требуется слоистую толщу условно заменить однородным грунтом

Таблица 15

Значения коэффициентов K_0, K_1, K_2, A_1 и A_2 в зависимости от отношения сторон прямоугольной подошвы фундамента

$\beta=\frac{l}{b}$	K_0	K_1	K_2	A_1	A_2
1	0,88	0,50	0,50	4,55	4,55
1,5	0,87	0,72	0,38	2,40	4,28
2	0,86	0,87	0,30	1,43	3,95
3	0,83	1,10	0,21	0,68	3,51
4	0,80	1,30	0,15	0,41	3,0
5	0,77	1,45	0,12	0,27	2,8
7	0,73	1,70	0,09	0,145	2,6
10	0,67	2,00	0,07	0,075	2,6

и выбрать для последнего такое среднее значение модуля его деформации $E_{ср}$, при котором искомый крен в обоих случаях был бы одинаковым. Однако расчет крена можно упростить, если его определять в зависимости от величины равномерной осадки фундамента S (которая обычно бывает уже известна) и эксцентриситета e силы P.

Для круглого в плане фундамента в этих целях можно воспользоваться формулами 95 и 100, разделив одну на другую. Тогда для определения крена круглого фундамента получим следующую формулу:

$$\operatorname{tg}\theta=\frac{6Se}{D^3}.$$

Аналогичным образом можно поступить также и в отношении формул 101, если каждую из них разделить на выражение 96, учитывая при этом, что $l=\beta b$, а $F=lb=\beta b^2$. Тогда для определения крена прямоугольного в плане фундамента получим формулу

$$\operatorname{tg}\theta=A\frac{Se}{b^3}. \qquad (103)$$

Здесь $A=A_1$, если крен происходит под влиянием момента, плоскость действия которого параллельна большей стороне фундамента l, и $A=A_2$, когда указанная плоскость параллельна меньшей его стороне b. Значения коэффициентов A_1 и A_2 приведены в табл. 15. Для их вычисления были использованы следующие, полученные при выводе формулы 103, выражения:

$$\left.\begin{aligned} A_1&=\frac{8K_1}{K_0\beta^2\sqrt{\beta}},\\ A_2&=\frac{8K_2\sqrt{\beta}}{K_0}. \end{aligned}\right\} \qquad (104)$$

Определение крена фундаментов, как известно, относится к области их расчета по предельным состояниям (по деформациям)

грунтов основания. Оно является необходимым дополнением к расчету осадки фундаментов, которое должно выполняться в случае, если нагрузка на основание действует внецентренно.

Расчет крена фундаментов по формулам 102 и 103 весьма прост и применим не только для однородного основания, но и при слоистом залегании грунтов, где искомую равномерную их осадку можно найти способом послойного суммирования деформаций (см. § 33).

Крены фундаментов происходят также и при взаимном их влиянии на деформацию грунтов основания. В этом случае, пользуясь методом угловых точек, определяют осадки противоположных краев фундамента S_1 и S_2 и его крен вычисляют по формуле

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{S_1 - S_2}{b}, \qquad (105)$$

где b — размер стороны подошвы фундамента, параллельной плоскости его крена.

Взаимное влияние напряжений, возникающих в грунтах под соседними фундаментами, проявляется в различной мере, что зависит от расстояний между ними и свойств сжимаемости грунтов (см. приложение 2). В наиболее неблагоприятных условиях это влияние может оказаться весьма значительным. Например, в г. Сантосе (Бразилия) вследствие взаимного влияния нагрузки на грунты основания от двух соседних 12-этажных зданий возникло их аварийное состояние. Здания стали наклоняться друг к другу с незатухающей скоростью. Они были возведены на слое разнозернистых песков мощностью 8 *м*, подстилаемых слоем слабых пластичных глин мощностью 16 *м*. В целях возвращения зданий в первоначальное вертикальное положение производилось с противоположных их крену сторон бурение наклонных скважин, уходящих в толщу основания под фундаменты. Из этих скважин с большой осторожностью извлекали песчаный грунт малыми порциями в строго определенных по весу дозах.

Причиной крена сооружений может явиться также местное уплотнение грунтов в пределах части их основания, происшедшее до начала строительства. В качестве примера здесь можно указать на наличие некоторого крена здания Исаакиевского собора в Ленинграде, возведенного на сваях в середине прошлого столетия. Считают, что здесь сказалось уплотнение грунтов нагрузкой от старой церкви, разобранной при строительстве, свайный фундамент которой использован под частью нового здания собора.

Различные примеры крена сооружений свидетельствуют о множестве причин его возникновения. Это указывает на необходимость тщательного изучения всех особенностей предстоящего строительства для своевременного принятия мер к устранению причин, которые могут впоследствии неблагоприятно отразиться на состоянии возводимых сооружений.

За выстроенными сооружениями в необходимых случаях ведут инструментальные наблюдения, чтобы установить ход и характер

течения их осадок. Неравномерные осадки фундаментов зданий и сооружений можно обнаружить также и путем водяного нивелирования, известного еще со времен Витрувия (I в. до н. э.). В этом случае применяют заполненные водой сообщающиеся сосуды, состоящие из прозрачных трубок, соединенных гибким шлангом. О разнице в осадке отдельных фундаментов судят по перемещению отметок, сделанных на их боковых гранях, относительно уровня воды в трубках, который в сообщающихся сосудах, как известно, всегда устанавливается в одной горизонтальной плоскости.

§ 36. О влиянии местного уплотнения грунта на характер осадки фундаментов

В грунтах из отложений мелких обломков разрушенных горных пород (пески, глины и т. п.) основной несущей системой является грунтовый скелет. Он представляет собой совокупность твердых частиц, окруженных пленками молекулярно связанной с ними воды. Частицы соединены друг с другом теми или иными цементационными связями, а в грунтах, не обладающих сцеплением, взаимному их перемещению препятствуют силы трения в точках взаимного контакта.

Если межчастичные связи не нарушены, уплотнение грунта практически отсутствует, а его скелет находится под влиянием приложенной нагрузки в упругодеформированном состоянии. Грунт может уплотниться, если под действием давления указанные связи окажутся в какой-либо области нарушенными или в них произойдут вязко-пластические деформации. Такие деформации, как уже указывалось, являются остаточными и будут возрастать в зависимости от нагрузки по нелинейным законам, что затрудняет применение к их расчету теории линейно-деформируемой среды.

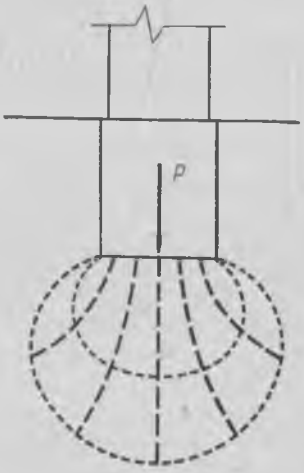

Рис. 53. Линии движения частиц при уплотнении грунта под фундаментом

При уплотнении грунта под нагрузкой от фундамента происходит перемещение частиц, что можно обнаружить, например, фотографированием линий их движения. Для этого исследуемый грунт следует поместить в ящик с прозрачной боковой стенкой подобно тому, как это производилось в известных опытах проф. В. И. Курдюмова при вдавливании модельных фундаментов в грунт.

Изучение обнаруженных здесь линий движения частиц показывает, что возникающая под фундаментом область уплотнения грунта носит локальный характер (рис. 53). Величина этой области,

сначала небольшая при малом давлении на основание, по мере роста нагрузки увеличивается. Когда будет достигнуто состояние предельного равновесия грунта, произойдет его выпирание из-под фундамента в стороны.

Наибольшее уплотнение грунт получает в зоне, расположенной непосредственно под подошвой фундамента. По мере удаления от нее это уплотнение уменьшается вследствие рассеивания напряжений. На границе зоны движения частиц, где пористость грунта практически остается прежней, указанные напряжения очевидно будут определяться лишь прочностью структуры грунтового скелета. Если оценить уменьшение объема пор, которое произошло в зоне перемещения частиц под влиянием возникших напряжений, то можно найти и осадку фундамента, образовавшуюся в результате уплотнения грунта.

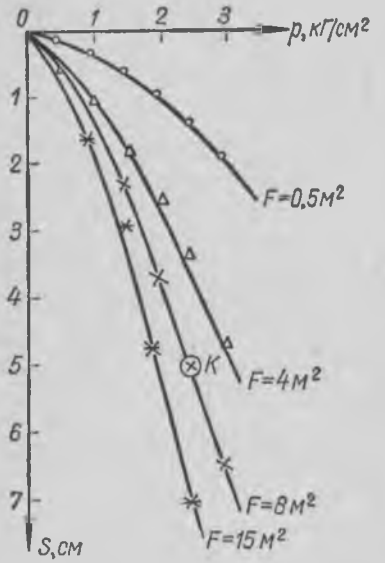

Рис. 54. Зависимость осадки S от нагрузки p для штампов разной площади подошвы по опытам Х. Р. Хакимова

Эти вопросы хотя и не являются новыми, но изучены они еще недостаточно. Однако на основе ориентировочных подсчетов все же можно полагать, что для определения осадки фундамента S от нагрузки p по уплотнению грунта основания достаточно верными будут следующие две простые зависимости:

а) для ленточного фундамента шириной b:

$$S = Abp^2, \qquad (106)$$

б) для круглого или квадратного в плане фундамента площадью подошвы F:

$$S = B\sqrt{Fp^3}, \qquad (107)$$

где A и B — коэффициенты, зависящие от физических свойств грунта и определяемые опытным путем;

p — удельная нагрузка от фундамента на основание.

Сопоставление характера зависимости осадки от нагрузки, выраженной формулами 106 и 107, с опытными данными показывает, что они совпадают. В качестве примера на рис. 54 приведены результаты испытаний квадратными штампами различной площади их подошвы F, произведенные Х. Р. Хакимовым на одной из опытных площадок, грунтом которой являются мелкие водонасыщенные пески. На рис. 55 приведены результаты аналогичных испытаний,

проведенных на той же площадке В. Н. Голубковым *, опытных свайных кустов, имевших также квадратную форму и различную площадь в плане.

Экспериментальные значения осадок опытных штампов и свайных кустов, полученные при разных величинах нагрузки p, обозначены на рис. 54 и 55 точками. Около этих точек построены кривые, ординаты которых вычислены по формуле 107. Здесь буквой K отмечены на графиках те точки, из положения которых взяты опытные значения p и S для определения численного значения коэффициента B, входящего в формулу 107.

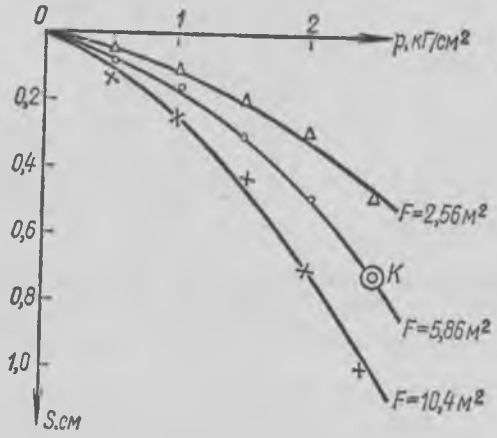

Рис. 55. Зависимость осадки S от нагрузки p для свайных кустов при разной площади ростверка по опытам В. Н. Голубкова

Подобные примеры удачного сравнения можно привести в большом количестве для штампов и фундаментов самых разнообразных размеров площади их подошвы, начиная с малых лабораторных моделей и кончая крупными сооружениями.

Кроме изложенного, отметим еще формулу, предложенную И. И. Черкасовым для определения остаточной осадки S круглого жесткого фундамента или штампа диаметром d. Эта формула имеет следующий вид:

$$S = d \sqrt[m]{\frac{p}{A}}, \qquad (108)$$

где p — среднее удельное давление на грунт основания;
A — число твердости, имеющее размерность нагрузки;
m — степень упрочнения грунта.

* В. Н. Голубков. Несущая способность свайных оснований. Машстройиздат, 1950.

Параметры A и m определяют из опытов и их значения находятся в пределах $0<m<1$ и $0<A<\infty$. При этом оба параметра с увеличением плотности грунта возрастают.

Соотношение между упругими и остаточными деформациями в составе общей осадки фундамента различное, что зависит главным образом от свойств грунтов основания. В плотных грунтах, обладающих прочной структурой, возможность их уплотнения крайне ограничена. Здесь осадка фундамента будет определяться в основном упругими свойствами структурной решетки грунтового скелета. В грунтах, слабо уплотненных и не имеющих прочной связи между частицами, роль остаточных деформаций, наоборот, весьма велика. Такие деформации в указанных условиях приобретают решающее значение при определении общего характера зависимости осадки фундамента от величины приложенной нагрузки.

Все это указывает на важность дальнейших исследований в области изучения уплотнения грунтов под фундаментами в целях получения как общих решений этой задачи, так и создания инженерных методов расчета нелинейных деформаций в грунтах оснований.

§ 37. О скорости затухания осадки фундаментов во времени

Осадки фундаментов, как известно, возникают не мгновенно, а требуют для своего завершения более или менее продолжительного времени. Этот процесс, получивший название *консолидации*, носит весьма сложный характер и зависит от свойств грунтов и ряда физических явлений, протекающих в них при уплотнении. Под влиянием приложенного давления связи между частицами либо нарушаются, либо происходят вязко-пластические деформации их, придающие характер ползучей деформации всей структурной решетке грунтового скелета. Вода и воздух, содержащиеся в порах грунта, при уменьшении их объема испытывают сжатие, а их излишек вытесняется.

Когда поры заполнены свободной и слабо связанной водой, характер уплотнения грунта будет в основном определяться фильтрационной его способностью в том случае, однако, если прочность структурных связей между частицами невелика и не оказывает серьезного сопротивления течению деформации. Наоборот, при весьма медленном нарастании ползучих деформаций грунтового скелета вода из пор грунта может удаляться без существенного повышения в ней напоров. Скорость уплотнения грунта здесь будет определяться главным образом характером течения в нем вязкопластических деформаций.

В зависимости от преобладающего влияния того или иного фактора различают фильтрационную и пластическую консолидации грунта под нагрузкой. Часто уплотнение грунта носит некоторый

промежуточный характер по сравнению с указанными двумя предельными случаями.

При фильтрационной консолидации характер развития осадки фундамента определяется главным образом скоростью вытеснения воды из пор грунта, протекающего под воздействием приложенного давления. В слабо проницаемых грунтах скорости фильтрации воды невелики, и почти вся нагрузка от фундамента в первоначальный период ее действия передается на грунтовую воду, создавая в ней большие напоры. По мере вытеснения воды напряжения в грунтовом скелете растут, а давление в порах соответственно падает. Этот процесс будет продолжаться до тех пор, пока не наступит полное выравнивание напоров в воде во всех точках сжимаемой толщи.

Фильтрационная консолидация может долго исходить в глинистых грунтах, обладающих невысокой водопроницаемостью. В песках она протекает значительно быстрее и может завершиться еще в процессе строительства. Однако с течением этих деформаций иногда приходится считаться, например, при возведении намывных земляных сооружений из мелких и среднезернистых песков. Здесь при большой скорости намыва фильтрационная консолидация еще не успевает завершиться и может протекать некоторое время и после возведения сооружения, создавая угрозу устойчивости его откосов, что приводит к необходимости устройства дренажей. Иногда фильтрационные процессы могут продолжаться при осадке сооружений, возведенных на фундаментах больших размеров в плане.

При пластической консолидации интенсивность развития осадки зависит от характера вязко-пластических деформаций грунтового скелета под нагрузкой. Пластическая консолидация обычно проявляется на последнем этапе фильтрационных процессов в грунте, в связи с этим ее часто называют также вторичной. В грунтах, где поры заполнены водой лишь частично и она в процессе уплотнения не вытесняется, основное значение получает пластическая консолидация.

К настоящему времени более детально изучены закономерности лишь фильтрационной консолидации. Впервые приближенное решение этой задачи было предложено К. Терцаги в 1925 г. Им рассматривался простейший случай движения воды и частиц грунтового скелета применительного к условиям одномерной задачи, когда сжатие безграничного слоя грунта мощностью h происходит под влиянием равномерно распределенной по его поверхности нагрузки. Строгое математическое решение этой задачи было дано Н. М. Герсевановым в 1931 г. и получило дальнейшее развитие в трудах В. А. Флорина, Д. Е. Польшина и других советских ученых. Ими рассмотрены различные случаи действия на грунт нагрузки от фундаментов ограниченных размеров в плане. Закономерности пластической консолидации изучены значительно слабее, и пока нет достаточно удовлетворительных методов ее расчета.

Применение теории фильтрационной консолидации к грунтам с большим количеством связанной воды обычно дает преувеличенные значения осадок фундаментов. В целях устранения этого недостатка появились предложения приблизить результаты, найденные на основе этой теории, к действительным путем введения в расчетные формулы эмпирических поправок. Имеются также предложения определять искомые осадки, исходя из некоторого заданного процента консолидации, путем экстраполяции результатов лабораторных испытаний образцов грунтов на сжатие.

Применительно к условиям одномерной задачи теория фильтрационной консолидации дает следующую формулу для определения осадки S_t в зависимости от времени t для условно безграничной в плане плиты:

$$S_t = S\left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\xi t}\right), \tag{109}$$

где S — полная стабилизировавшаяся осадка плиты, определяемая по формуле (89);

ξ — коэффициент, зависящий от физических свойств сжимаемого слоя грунта и его мощности h;

e — основание натуральных логарифмов.

Значение коэффициента ξ определяется по формуле

$$\xi = \frac{\pi^2 \kappa_\phi (1 + \varepsilon_c)}{N a \gamma_в h^2}, \tag{110}$$

где ε_c, κ_ϕ, a — коэффициенты пористости, фильтрации и уплотнения для сжимаемого слоя грунта;

N — коэффициент, зависящий от условий отвода вытесняемой из грунта воды (принимают $N=1$ при залегании сжимаемого пласта грунта между двумя дренирующими слоями, что обеспечивает возможность вытеснения из него воды вверх и вниз, и $N=4$, когда указанная фильтрация происходит лишь в одном направлении, например вверх);

$\gamma_в$ — объемный вес воды.

Из формул 109 и 110 нетрудно определить, что время t_1 и t_2, необходимое для уплотнения до заданного процента консолидации пластов разной мощности h_1 и h_2 одного и того же грунта, находится в следующей зависимости:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}. \tag{111}$$

Глава IX

ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

§ 38. Общие сведения

Подпорными стенками называют сооружения, возводимые для крепления крутых и вертикальных земляных откосов в целях удержания их от обрушения. Как подпорные стенки работают стены набережных, береговые устои мостов, стены подвальных помещений и другие аналогичные сооружения. Они воспринимают нагрузку от одностороннего давления грунта. Под его влиянием стенка стремится опрокинуться или получить значительный сдвиг, что может произойти, если ее устойчивость окажется недостаточной.

Основным в расчете подпорных стенок является определение величины и направления приложенного к ним давления грунта. Эти вопросы рассматриваются в трудах по теории сыпучих тел, составляющей самостоятельный раздел в науке о грунтах. Их разработке в настоящее время посвящено весьма большое количество различных работ и монографий.

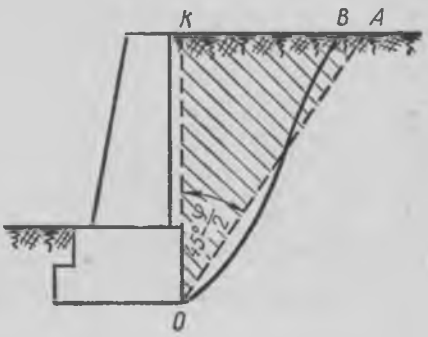

Рис. 56. Схемы очертания земляных призм обрушения с плоской OA и криволинейной OB поверхностями скольжения

Основные положения о сопротивлении грунтов сдвигу и их давлении на подпорные стенки, как уже указывалось, были впервые сформулированы французским ученым Кулоном в 1773 г. В дальнейшем были разработаны способы применения теории Кулона к различным условиям проектирования подпорных стенок, предложены графические способы определения действующего на них давления грунта, найдены способы учета влияния имеющихся в нем сил сцепления и т. д. Однако все эти решения являются приближенными, так как основаны они на допущении плоских поверхностей скольжения в грунте OA, которые в действительности имеют криволинейное очертание OB (рис. 56).

Строгое решение вопроса о давлении грунта на стенку, полученное на основе разработки общих методов решения задач теории предельного равновесия грунта, было дано В. В. Соколовским в 1942 г. Графический метод определения этого давления по теории предельного равновесия грунта был предложен С. С. Голушкевичем в 1948 г.

При расчете подпорных стенок приложенное к ним давление грунта считают активным, если оно может произвести сдвиг или

опрокидывание стенки, находящейся в неподвижном состоянии. Если же под влиянием этого давления стенка станет перемещаться по поверхности основания, то с противоположной стороны начнет развиваться отпор грунта. Его действие направлено навстречу возникшему смещению стенки. Этот отпор называют *пассивным сопротивлением грунта.*

Расчеты давления грунта на подпорные стенки, рассмотренные кратко ниже, разработаны подробно лишь для условий плоской задачи. Они применимы для стенок, имеющих достаточно большую протяженность в плане. Однако их используют условно и для расчета стенок небольшой длины, так как их работа в пространственных условиях давления земли изучена еще слабо.

§ 39. Определение активного давления грунта на подпорные стенки

Для определения активного давления грунта будем считать, что стенка неподвижна и расположена вертикально, а поверхность земли у нее горизонтальна. Стенка в нашем представлении жесткая и имеет гладкую поверхность, а потому трением о нее грунта пренебрегаем.

Будем также считать по Кулону, что поверхность скольжения OA плоская, а ее положение выбрано таким, при котором давление на стенку от сползающего земляного клина OKA оказывается наибольшим. При сделанных ограничениях напряженное состояние

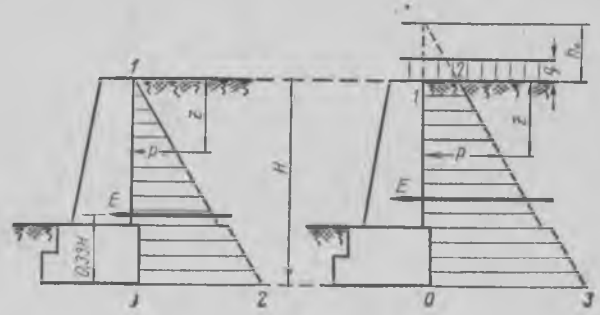

Рис. 57. Эпюра давления грунта на стенку при отсутствии и при наличии (справа) на его поверхности распределенной нагрузки q

грунта за стенкой будет таким же, какое существует в его слое, безгранично распространяющемся во все стороны. Тогда в любой горизонтальной площадке, взятой на глубине z, вертикальное напряжение σ_1 будет главным. Оно определится величиной нагрузки от собственного веса вышележащего грунта, имея значение $\sigma_1 = \gamma z$, где γ — его объемный вес.

Для определения другого главного напряжения σ_2 (меньшего) можно воспользоваться приведенным ранее уравнением 50, полученным для состояния предельного равновесия грунта в точке (см. § 19). Подставив в него $\sigma_1=\gamma z$ и обозначив σ_2 через p, получим для его вычисления следующую формулу:

$$p=\gamma z\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right), \tag{112}$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

Из этой формулы видно, что напряжение p возрастает с глубиной по линейному закону, имея наибольшее значение у подошвы сооружения на глубине $z=H$ от поверхности земли (рис. 57). Таким образом, эпюра давления грунта на стенку имеет вид треугольника *012*, а его площадь представит равнодействующую этого давления E.

Равнодействующая E направлена горизонтально и приложена на высоте $^1/_3\ H$ над уровнем подошвы фундамента, а ее величина определится из выражения

$$E=\frac{\gamma H^2}{2}\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right). \tag{113}$$

Если на поверхность грунта у стенки действует равномерно распределенная нагрузка q, ее для расчета заменяют давлением от веса эквивалентного слоя грунта мощностью (см. рис. 57):

$$h_0=\frac{q}{\gamma}\,. \tag{114}$$

Равнодействующая давления грунта E в данном случае будет равна площади трапеции *0123* и проходит через ее центр тяжести, имея величину

$$E=\gamma\,\frac{H^2+2Hh_0}{2}\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right). \tag{115}$$

Если стенка устойчива и под влиянием одностороннего давления грунта ее сдвиг не возникает, то с противоположной стороны будет действовать лишь активное давление грунта на ее фундамент. Его величину E_2 можно найти по той же формуле 113, принимая в ней вместо H глубину заложения фундамента h. В конечном итоге стенка будет находиться под воздействием двух горизонтальных сил E_1 и E_2, направленных в противоположные стороны, что учитывают при проектировании.

Более сложным является случай определения давления грунта на стенку, когда нагруженная ее грань отклонена от вертикали на некоторый угол β (рис. 58). Если эта грань составляет с линией поверхности грунта у стенки угол $\alpha=90^\circ-\beta$, расчет ведут по формуле

$$E=\frac{\gamma H^2}{2}\left[\mathrm{tg}\left(45^\circ-\frac{\varphi+\beta}{2}\right)+\mathrm{tg}\,\beta\right]^2\cos\beta. \tag{116}$$

При угле $\alpha = 90° + \beta$ применима формула

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45° - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) - \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \qquad (117)$$

Здесь силу E принимают направленной нормально к задней грани стенки OK, а во втором случае ее считают горизонтальной, так как при нормальном действии на грань OK она будет иметь составляющую, направленную вверх, что нелогично.

Если на поверхность грунта у стенки приложена равномерно распределенная нагрузка q, в формулах 116 и 117 вместо H^2 принимают множителем выражение $H^2 + 2Hh_0$.

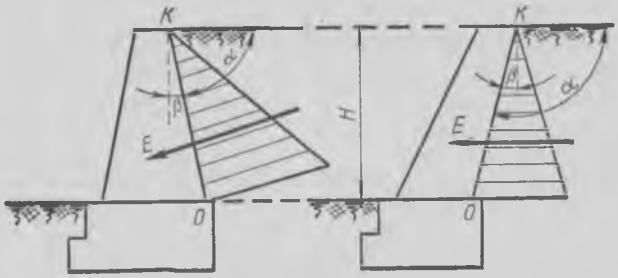

Рис. 58. Схемы к определению давления грунта на наклонную часть стенки, составляющую с горизонтом угол $\alpha = 90° - \beta$ (слева) и $\alpha = 90° + \beta$ (справа)

В приведенных выше расчетах грунт рассматривался как сыпучее тело, что обычно близко соответствует действительности, так как сооружаемые подпорные стенки после возведения обсыпают грунтом, сцепление в котором уже нарушено. Однако в ряде случаев (когда ограждение устраивают, например, из забиваемого в грунт шпунта) силы сцепления в основном сохраняются и их учитывают в расчете.

В сыпучем теле сдвигу земляной призмы OKA по поверхности скольжения OA препятствуют лишь силы внутреннего трения грунта. В связном грунте этому смещению оказывает сопротивление также и имеющееся в нем сцепление. В расчетах его влияние учитывают через посредство давления связности σ_c, которое принимают в виде нагрузки, равномерно распределенной по поверхностям OK и KA земляного клина OKA (рис. 59).

Давление связности σ_c определяют по приведенной ранее формуле 39. Действие нагрузки σ_c, распределенной по поверхности KA, заменяют, как и в предыдущих случаях, весом эквивалентного слоя грунта мощностью h_0. При вычислении h_0 по формуле 114 принимают $q = \sigma_c$. Полученная для определения активного давления грунта на стенку формула, где учтено влияние сил сцепления, использована при дальнейшем изложении (см. § 83).

Если в расчете необходимо учесть влияние сил трения грунта о стенку, характеризуемое углом трения φ_0, необходимо равнодействующую E отклонить вниз на этот угол от нормали, восстановленной к нагруженной грани стенки в точке ее пересечения силой E.

При слоистом залегании грунтов вначале определяют давление на стенку от верхнего слоя. Затем последовательно находят давление от каждого нижележащего слоя, где влияние веса вышележащих грунтов учитывают в качестве пригрузки q. В конечном итоге получают эпюру активного давления грунта по всей высоте стенки, состоящую из ряда отдельных эпюр, построенных для каждого слоя. Находят равнодействующую этого давления и точку ее приложения. При обсыпке грунтом стенки, сооружаемой в котловане, расчет ведут как для случая однородного грунта, используя средние значения его характеристик γ и φ.

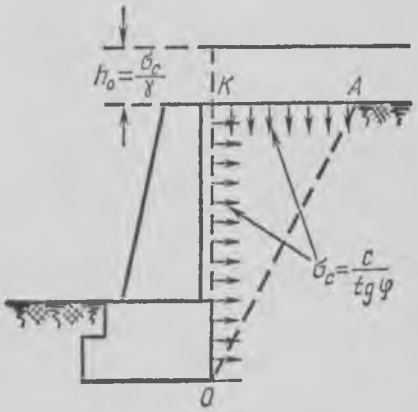

Рис. 59. Схема к определению давления на стенку связных грунтов

§ 40. Определение пассивного сопротивления грунта

Для определения пассивного сопротивления грунта можно также воспользоваться уравнением 49. Однако соотношение главных напряжений σ_1 и σ_2, определяемых в некоторой точке у стенки на глубине z, здесь будет обратным.

Вертикальное напряжение $\sigma_1=\gamma z$ зависит лишь от веса вышележащего грунта, и при перемещении стенки оно не изменится. Горизонтальное же напряжение σ_2, которое было меньшим, пока стенка находилась в покое, начинает при ее сдвиге увеличиваться. Оно может достигнуть своего наибольшего значения $p_п$, если наступит состояние предельного равновесия земляной призмы, выпирание которой стремится произвести стенка, оказывая на нее давление. В этих условиях искомое напряжение p определится из выражения

$$p_п=\gamma z\,\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (118)$$

С глубиной z напряжение $p_п$ изменяется по линейному закону; поэтому эпюра пассивного сопротивления грунта также получит вид треугольника, имея высоту $z=h$. По его площади легко можно найти и равнодействующую этого давления:

$$E_п=\frac{\gamma h^2}{2}\,\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (119)$$

Для связных грунтов, обладающих кроме трения еще и сцеплением, пассивное сопротивление будет больше. Соответствующая формула для его вычисления также приводится в дальнейшем (см. § 84).

Если при расчетах пассивного сопротивления грунта на поверхности выпираемой призмы будет расположена равномерно распределенная нагрузка q, в формуле 118 следует вместо z взять $z+h_0$, а в формуле 119 заменить h^2 множителем h^2+2hh_0, определяя h_0 по формуле (114).

Изложенные способы расчета, основанные на приближенной теории Кулона, находят широкое применение и в настоящее время. В последние десятилетия их стали применять также и для связных грунтов.

Сравнение расчетов, выполненных по теории Кулона, с методами современной теории предельного равновесия грунтов указывает на вполне удовлетворительное совпадение их результатов для случая определения активного давления грунта на стенку. Для расчета пассивного отпора грунта такое совпадение наблюдается лишь в том случае, когда его трение о стенку равно нулю. Если же этим трением пренебречь нельзя, расчеты пассивного сопротивления грунта по Кулону дают преувеличенные результаты. Причем это различие оказывается тем больше, чем выше будут значения угла трения грунта о стенку φ_0 и его угла внутреннего трения φ.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ФУНДАМЕНТЫ

Глава X

ФУНДАМЕНТЫ, ИХ ВИДЫ И ОСНОВЫ РАСЧЕТА

§ 41. Виды фундаментов и материалы для их устройства

Фундаменты, соприкасаясь с окружающим грунтом, постоянно находятся под воздействием содержащейся в нем влаги, а в пределах зоны сезонного промерзания подвергаются также периодическому замерзанию и оттаиванию. Поэтому в целях обеспечения долговременной службы сооружению фундаменты необходимо устраивать из прочных и морозоустойчивых материалов, стойких также и против агрессивного действия грунтовых вод, если последние содержат вредные химические примеси и имеют с ним контакт. Кроме того, выбранные фундаменты должны отличаться практической целесообразностью их формы, экономичностью принятого решения и допускать механизацию работ по их возведению.

К материалам, хорошо сохраняющимся в грунте, относятся бутовый камень, бетон и железобетон, а в условиях постоянного пребывания ниже уровня воды — также и дерево. Дерево хорошо сохраняется и в грунтах вечной мерзлоты, так как в условиях постоянного воздействия отрицательной температуры возможность развития процессов загнивания древесины практически исключается.

Для бутовой кладки применяют постелистый или рваный камень достаточно прочных пород (предел прочности при сжатии 200—600 *кГ/см*²). В маловлажных грунтах бутовую кладку ведут на сложном или цементном растворе, а в мокрых и водонасыщенных грунтах применяют только цементный раствор. Существенным недостатком бутовой кладки является ее трудоемкость, так как она практически не поддается механизации и выполняется вручную. В настоящее время ее применяют редко, используя лишь на тех стройках, где поблизости имеется бутовый камень, и при небольших объемах работ.

Бетон же позволяет широко использовать механизацию как для его приготовления, так и при укладке. Его применение в строительстве огромно. Для бетона используют щебень и гравий естественных пород, обладающих достаточной прочностью на сжатие. Применение влагоемких пористых материалов (туф, ракушечник) в качестве щебня не допускается. При устройстве крупных массивных фундаментов применяют также бутобетон,— бетон с добавлением в него 20—25% бутовых камней, которые в него втапливаются.

Железобетон, как и бетон, допускает широкое применение механизации. Основным преимуществом этого материала является возможность придать изделию почти любую конструктивную форму, а его хорошая работа на изгиб позволяет при малой строительной

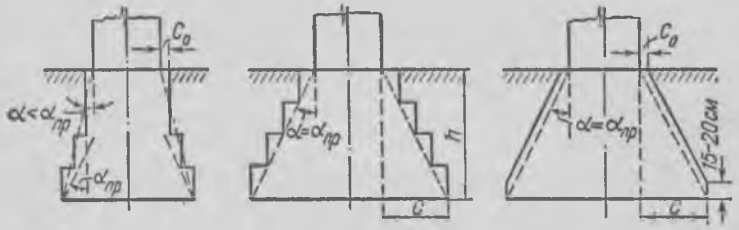

Рис. 60. Виды жестких фундаментов уширенной формы

высоте фундамента получить большую опорную площадь. Железобетон используют также для изготовления свай, оболочек, понтонов и других конструкций, применяемых в фундаментостроении.

Дерево применяют для изготовления свай, крепления стенок котлованов, устройства временных опор и т. п.

В зависимости от типа, конструктивных особенностей и назначения сооружения, качества грунтов основания и величины передающейся на них нагрузки фундаменты могут иметь разнообразные вид, размеры и форму. Так, фундаменты под бетонные плотины, тяжелые мостовые опоры, доменные печи и другие подобные им сооружения устраивают в виде массивных блоков или мощной плиты. Для зданий распространено применение систем из ленточных и отдельно стоящих фундаментов, устраиваемых под стены и колонны и т. д.

В простейшем случае фундамент, сложенный, например, из бутовой кладки или возведенный из бетона, имеет вид призматического тела с вертикальными боковыми гранями. Если по условию прочности грунтов основания и данным их расчета по деформациям требуется увеличить опорную площадь фундамента, его проектируют с уширением книзу.

Уширенные фундаменты могут иметь ступенчатую и пирамидальную форму. Величина их уширения характеризуется углом α (рис. 60). Ступенчатые фундаменты применимы как для бутовой так и для бетонной кладки, а пирамидальные устраивают лишь из бетона.

Таблица 16

Данные минимального отношения высоты уступов к их ширине для бутовых и бутобетонных фундаментов

Марка раствора или бетона	Давление на грунт при расчетной нагрузке	
	менее 2 *кГ/см²*	более 2,5 *кГ/см²*
50—100	1,25	1,50
10—35	1,50	1,75
4	1,75	2,00

На основе теоретических исследований и данных практического опыта установлено, что наибольшее значение угла α, отвечающее условиям возникновения в кладке лишь сжимающих напряжений,

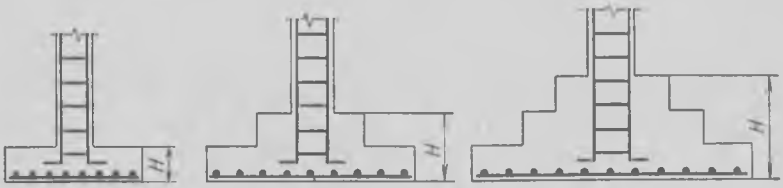

Рис. 61. Виды монолитных железобетонных фундаментов для колонн: одну ступень принимают при H до 30÷40 *см*, две — при H до 1 *м* и три, когда H свыше 1 *м*

будет примерно равно 33°. Фундаменты, угол уширения которых α меньше 33°, называют жесткими. Величину предельного уширения для бутовых и бутобетонных фундаментов принимают по данным табл. 16.

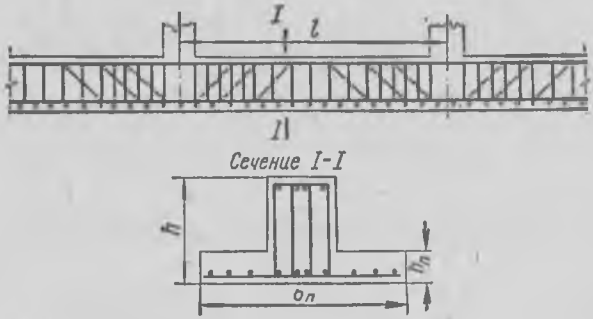

Рис. 62. Монолитный ленточный фундамент

Если угол уширения α превышает предельную величину $\alpha_{пр}$, то консольные части кладки фундамента, находящиеся под воздействием реакции основания, могут отделиться от него вследствие

излома, так как обычная неармированная кладка плохо работает на изгиб. Чтобы этого не произошло, фундаменты устраивают из железобетона.

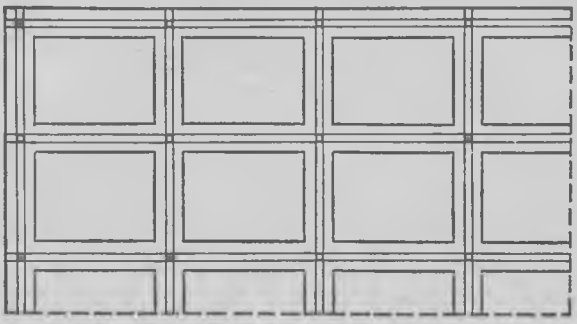

Рис. 63. Ленточный фундамент перекрестного типа

Виды одиночных и ленточных железобетонных фундаментов представлены на рис. 61, 62 и 63. При большом весе сооружения и недостаточной прочности грунтов возникает иногда необходимость

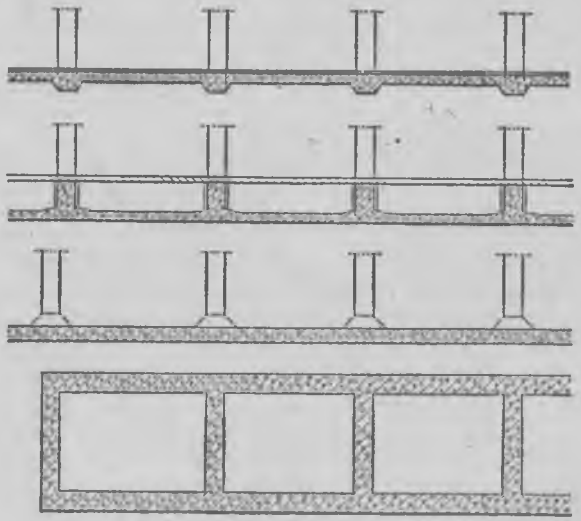

Рис. 64. Виды сплошных фундаментных плит с ребрами вниз, вверх и без ребер и фундамент коробчатой формы (внизу)

распределить давление по всей поверхности основания. Это осуществляют с помощью сплошных железобетонных фундаментных плит, которым в отдельных случаях, при особо тяжелых нагрузках, придают более сложную коробчатую форму (рис. 64).

Коробчатые фундаменты были применены на строительстве высотных зданий в Москве в 1949—1955 гг., возводившихся на мощных отложениях сжимаемых грунтов (здание МГУ им. М. В. Ломоносова на Ленинских горах и др.). В расчете таких фундаментов впервые рассматривалась совместная работа грунта, фундамента и надфундаментной конструкции. Они оказались более выгодными в сравнении с опорами глубокого заложения.

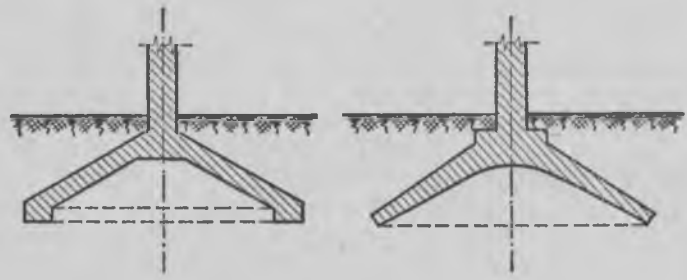

Рис. 65. Железобетонная фундаментная плита складчатого типа

К числу железобетонных фундаментов относятся также и оболочки, применение которых в практике отечественного фундаментостроения встречается уже более 30 лет. Их устраивают в виде обратных (обращенных выпуклостью вниз) пологих сводов.

В последние годы в практике зарубежного строительства появились фундаментные конструкции в виде плит складчатого типа (рис. 65) и оболочек, устраиваемых под отдельные опоры и колонны в виде тел вращения (рис. 66).

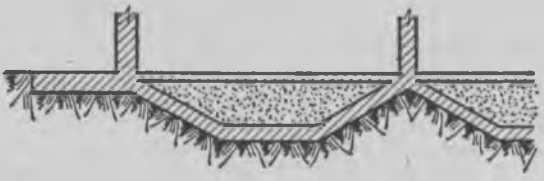

Рис. 66. Примеры устройства фундамента в виде оболочки под колонну здания

Оболочки могут воспринимать повышенные нагрузки от сооружений и дают заметную экономию бетона и стали. Однако их устройство связано с большими трудностями подготовки основания, так как требуется тщательная планировка грунта по профилю очертания нижней опорной поверхности оболочки.

Строительство из сборных элементов привело также к созданию фундаментов сборной конструкции. Пример одного из таких фундаментов показан на рис. 67. Фундаментные блоки укладывают на предварительно отсыпанный выравнивающий слой песка толщиной

10—15 *см*. Между блоками оставляют зазор, примерно равный 2 *см*. На этих блоках затем ведут кладку стен, собираемых также из отдельных элементов.

Если ожидается неравномерная осадка здания, способная вызвать появление в нем трещин, применяют укладку в горизонтальных швах армированных поясов. Нижний пояс укладывают по верху фундаментных блоков, верхний — по обрезу, под цоколем здания.

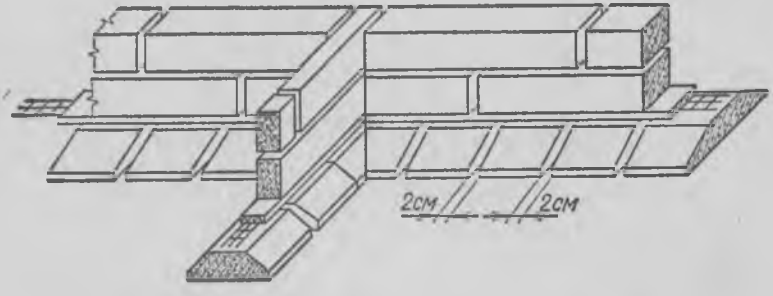

Рис. 67. Фундамент сборной конструкции для зданий

При строительстве на плотных грунтах укладку фундаментных блоков под стены зданий допускают с зазором, увеличенным иногда до 30 *см*. Такие фундаменты получили название прерывистых. Их применение сокращает расход материалов и дает некоторую экономию в трудовых затратах.

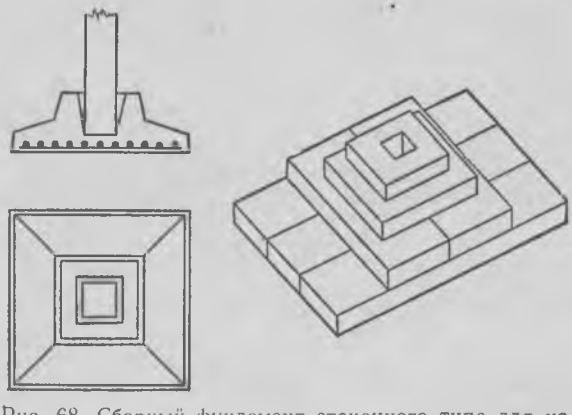

Рис. 68. Сборный фундамент стаканного типа для колонн. Справа показана его установка на предварительно уложенные железобетонные плиты

Под колонны применяют стандартные фундаментные блоки стаканного типа с квадратной или прямоугольной подошвой (рис. 68). Для спаренных колонн эти блоки делают с двумя гнездами, разделенными стенкой. Если по данным расчета необходимо увеличить

опорную площадь подошвы фундамента, его устанавливают на предварительно уложенные в один или два ряда железобетонные плиты. На такие фундаменты в сравнении с монолитными требуется несколько больше металла из-за необходимости армировать каждую плиту. Однако возможность быстрой сборки из готовых элементов делает их в ряде случаев более предпочтительными, особенно при строительстве в ограниченные сроки.

При проектировании фундаментов необходимо учитывать чувствительность возводимых сооружений к неравномерным осадкам. Такие осадки могут возникнуть при строительстве на неоднородных и неравномерно сжимаемых грунтах от различного давления фундаментов на основание или под влиянием замачивания грунтов.

Чтобы избежать появления неравномерных осадок сооружений увеличивают пространственную их жесткость, производят разрезку осадочными швами на отдельные достаточно жесткие блоки, устраивают армированные пояса для усиления фундаментов и стен. В отношении грунтов основания принимают меры к улучшению их качества посредством уплотнения или искусственного закрепления различными способами (см. гл. XIII и XIV). Большую роль играет также и правильный выбор конструкции сооружения, менее чувствительной к неравномерным осадкам.

Для увеличения пространственной жесткости устраивают под всем сооружением сплошную фундаментную железобетонную плиту или применяют систему перекрестных лент. Заменяют также ряды колонн стенами и устраивают диафрагмы в виде железобетонных перекрытий. Поперечные стены располагают на расстояниях не более полуторной ширины здания.

В особых случаях, если это также определяется и назначением самого сооружения, фундамент вместе со стенами и перекрытием объединяют в единую жесткую коробку. Примером такой конструкции являются приведенные ранее коробчатые фундаменты высотных зданий, выстроенных в Москве. Увеличение пространственной жесткости представляет собой достаточно дорогое мероприятие, но его осуществление упрощается при разделении сооружения осадочными швами на отдельные блоки.

Осадочные швы обычно имеют ширину 2—4 *см*, и их устраивают на всю высоту стен здания, включая и фундаменты. Чтобы изолировать внутренность помещений от внешних атмосферных воздействий, швы заполняют просмоленной паклей, битумом или другим эластичным водонепроницаемым материалом. Осадочные швы устраивают для разделения смежных частей сооружений, возводимых на разных грунтах, существенно различающихся по свойствам их сжимаемости, а также в местах резкого изменения нагрузок на основание. Их применяют также и при строительстве зданий и сооружений, возводимых по частям с большими перерывами во времени, так как уже выстроенные и вновь возводимые постройки могут иметь различную интенсивность осадок.

При сложной форме сооружения в плане его стремятся разрезать осадочными швами на отдельные достаточно правильные блоки. При этом расположение осадочных швов необходимо согласовывать с общим архитектурным обликом сооружения и по возможности совмещать их с температурными швами.

Железобетонные пояса делают толщиной не менее 75 и 150 *мм*, что определяется заданием на проектирование в зависимости от капитальности сооружения и характера возможной деформации грунтов основания. Пояса армируют продольной стержневой арматурой соответственно в один или в два ряда. При этом принимают бетон марки не ниже 100. В железокирпичных поясах арматуру укладывают в горизонтальных швах кладки, применяя стрежни диаметром 6—8 *мм*. Обычно армируют от 3 до 6 рядов кладки в каждом поясе.

При армировании кирпичной и крупноблочной кладки арматурой более крупного диаметра (8—12 *мм*) ее укладывают в швах, утолщенных до 3—4 *см*. Марку раствора при этом берут не ниже 75. В каждом поясе количество арматуры принимают в соответствии с опытными данными в пределах от 6 до 10 $см^2$ и редко больше.

Армированные пояса увеличивают жесткость стен здания. Их применяют обычно при строительстве на насыпных, просадочных и других неравномерно сжимаемых грунтах. Армированные пояса устраивают непрерывными по всем продольным и поперечным капитальным стенам. В высоких зданиях их располагают на уровне междуэтажных перекрытий и не реже, чем через два этажа.

В одноэтажных зданиях армированный пояс может быть устроен на уровне оконных перемычек. Считают, что одного усиления фундамента при строительстве на неравномерно сжимаемых грунтах недостаточно, так как оно не исключает возможности появления трещин в стенах здания, если осадка его краев окажется больше, чем в середине. Наилучший результат всегда достигается при сочетании усиленной конструкции фундаментов внизу стен здания и армированных поясов в верхней их части.

В отдельных случаях, когда есть опасность появления трещин в зданиях при замачивании грунтов, оттаивании мерзлоты и других аналогичных причин, целесообразно в конструкции фундаментов и стен подвальных помещений предусмотреть блоки с проемами для домкратов. Это позволяет исправить просевшую часть стены путем ее подъема.

§ 42. Глубина заложения фундаментов

Глубину заложения фундаментов считают от планировочной отметки поверхности земли. При ее определении учитывают следующие условия:

а) назначение зданий и сооружений, наличие подвалов, подземных коммуникаций и фундаментов под оборудование;

б) величину и характер нагрузок, действующих на основание;

в) глубину заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;

г) геологические и гидрогеологические условия площадки строительства;

д) климатические особенности района и возможность пучения грунтов при зимнем их промерзании;

е) условия размыва грунтов (для мостовых опор).

Данные о геологическом строении площадки и условиях ее обводнения используют при выборе пласта грунта, пригодного для восприятия нагрузки от сооружения, и решения ряда вопросов, связанных с производством работ по устройству его фундаментов. Особое значение здесь придают определению отметки заложения фундаментов по условиям глубины промерзания грунтов в связи с опасностью их морозного пучения. Известно, что пучинистые грунты при замерзании заметно увеличиваются в объеме, а при оттаивании оказываются переувлажненными и резко ослабленными, в результате чего возникают большие и неравномерные осадки сооружений.

Пучение грунтов связано с замерзанием в них воды, причем оно не может быть объяснено простым увеличением ее объема, происходящим лишь на 1/11 по сравнению с первоначальным. Это явление протекает значительно сложнее. Установлено, что при охлаждении до отрицательных температур в порах грунта замерзает при 0° лишь свободная вода, молекулы которой находятся в беспорядочном тепловом движении. Вода, окружающая частицы грунта слоем, толщиной около 0,5 *мк*, связана с ними силами молекулярного взаимодействия и замерзает при более низких температурах.

Эту воду называют *пленочной*, а ее обращение в лед можно представить примерно в следующем виде.

С понижением температуры грунта растут силы кристаллизации льда, адсорбирующегося на поверхности ледяных включений, образовавших ранее из замерзшей свободной воды. Промерзание водных пленок распространяется по направлению к поверхности частиц, и общее количество замерзшей в грунте воды постепенно увеличивается. При этом кристаллизация льда будет возможна, если силы, вызывающие течение этого процесса, станут равны силам притяжения молекул воды частицами грунта, которые имеют тем большее значение, чем меньше расстояние до их поверхности.

В очень тонком слое воды (в несколько молекул), покрывающем непосредственно частицы грунта, силы молекулярного притяжения настолько велики, что они вообще не могут быть преодолены силами кристаллизации льда. Вода здесь прочно связана с частицами грунта и остается незамерзшей практически при любых отрицательных температурах (до —186°). При оттаивании грунта изложенный процесс протекает в обратном порядке.

Основной причиной пучения является движение пленочной воды в зону промерзающего грунта, называемое миграцией. Эта мигра-

ция происходит под влиянием молекулярных сил и направлена в ту сторону, где водные пленки на частицах грунта стали по той или иной причине тоньше.

Такое уменьшение толщины пленок наблюдается, например, в талых грунтах при испарении влаги. Оно происходит и в замерзающем грунте вследствие указанного выше образования кристаллов льда, притягивающих адсорбционными силами молекулы воды из водных пленок, окружающих его частицы. Поэтому в промерзающем грунте может накопиться в виде льда количество воды, заметно превышающее первоначальный объем пор, что и вызывает его пучение. Естественно, что при оттаивании пучин грунт окажется сильно переувлажненным и разрыхленным и его сопротивляемость внешней нагрузке практически будет утрачена.

В разных грунтах пучение проявляется различно. В наибольшей мере подвержены пучению пылеватые пески, пылеватые супеси и суглинки, особенно когда они сильно увлажнены и имеется постоянный источник их питания влагой вследствие близкого залегания грунтовых вод.

Наибольшее развитие пучины получают при медленном охлаждении грунтов, когда процесс миграции влаги в зону промерзания может продолжаться достаточно долго. В особенно тяжелом положении оказываются легкие сооружения, вес которых недостаточен для противодействия силам пучения.

Чтобы избежать опасного пучения грунтов под подошвой фундаментов, их закладывают на глубину, превышающую местное сезонное промерзание грунтов. Принимают также меры по осушению грунтов дренажами, а атмосферные воды отводят в стороны от сооружения, производя в этих целях планировку поверхности земли и отрывку в необходимых местах водоотводных канав. Особенно тщательно следует выбирать площадки под строительство, сложенные непучинистыми грунтами.

Глубину промерзания грунтов определяют по данным ежегодных наблюдений за максимальным сезонным их промерзанием в районе строительства, полученным для открытой и оголенной от снега поверхности за срок не менее 10 лет. В расчет принимают среднее ее значение, которое называют нормативным. При отсутствии этих данных искомую глубину промерзания определяют на основе теплотехнических расчетов или по схематической карте, составленной для суглинистых грунтов (см. рис. 69). Для мелких и пылеватых песков и супесей найденную по карте нормативную глубину промерзания принимают с коэффициентом 1,2. Указанная карта на горные районы не распространяется.

Разрешается также определять нормативную глубину промерзания грунтов по эмпирической формуле, где ее значение получают в сантиметрах:

$$H^{н} = 23\sqrt{\sum T_{м}} + 2, \qquad (120)$$

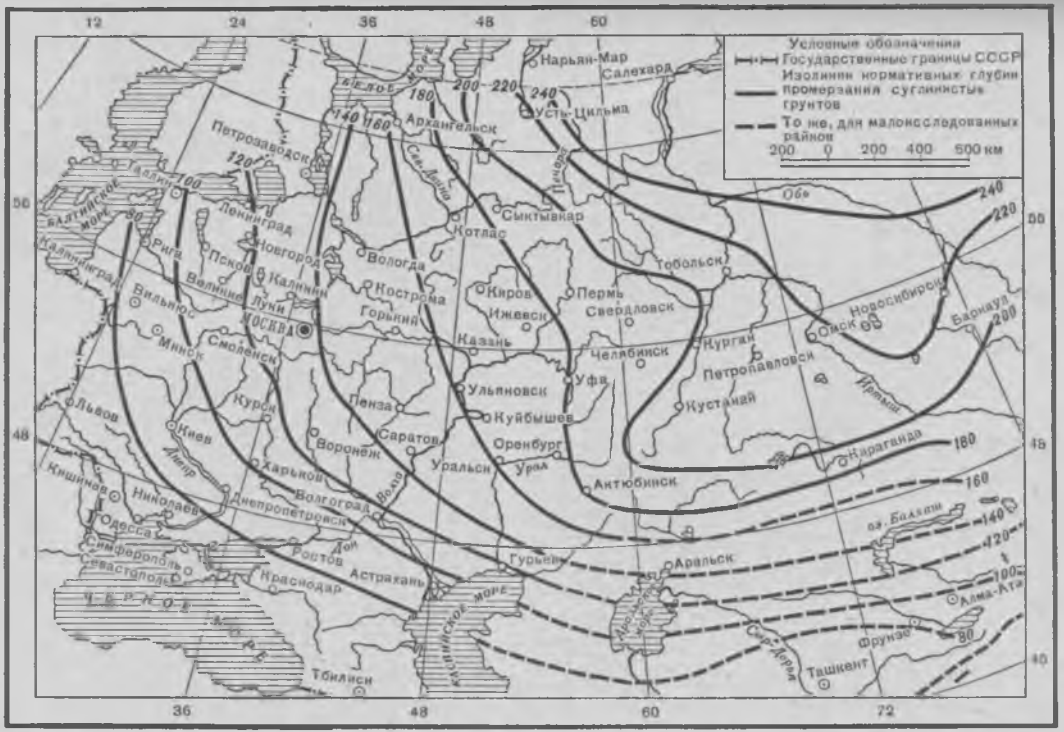

Рис. 69. Схематическая карта нормативных глубин промерзания для суглинистых грунтов на территории СССР

где $\sum T_м$ — сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму, принятая как средняя из данных многолетних наблюдений местной метеорологической станции (в формулу их значения подставляют со знаком плюс).

Расчетную глубину промерзания получают путем умножения нормативной ее величины на коэффициент влияния теплового режима здания m_t, зависящий от конструкции пола нижнего этажа. Для регулярно отапливаемых зданий с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10° коэффициент m_t при расположении пола на грунте, на лагах по грунту или на балках берут соответственно равным 0,7; 0,8 и 0,9. Для прочих зданий, включая и здания с неотапливаемым техническим подпольем, $m_t=1$.

Глубину заложения фундаментов принимают независимо от положения грунтовых вод и глубины сезонного промерзания лишь для скальных и крупнообломочных грунтов, а также для песков гравелистых, крупных и средней крупности, в которых явление морозного пучения практического значения не имеет.

Для песков мелких и пылеватых, а также для супесей твердой консистенции, суглинков и глин при консистенции $B\leqslant 0{,}5$ глубину заложения назначают независимо от глубины промерзания лишь в том случае, если грунтовые воды залегают ниже зоны промерзания не менее чем на 2 *м*. При более высоком стоянии грунтовых вод заложение фундаментов в мелких и пылеватых песках и в глинистых грунтах независимо от их консистенции принимают не менее расчетной глубины промерзания.

В супесях пластичной и текучей консистенции, а также в суглинках и глинах при консистенции $B>0{,}5$ его назначают не менее расчетной глубины промерзания при любом положении уровня грунтовых вод. Для мягкопластичных глин и суглинков заложение фундаментов иногда принимают менее глубины сезонного промерзания, если последняя не превышает 2,5 *м*, а уровень грунтовых вод находится ниже глубины сезонного промерзания более чем на 2 *м*.

При определении уровня грунтовых вод учитывают сезонные и многолетние его колебания и возможности его понижения или повышения, связанные с проведением различных технических мероприятий (дренаж, подпор плотинами и др.).

Когда по качеству грунтов допустимо небольшое заглубление фундаментов, необходимую защиту основания от промерзания можно осуществить путем соответствующей подсыпки грунта. Это позволяет иногда избежать трудностей, связанных с производством работ в водонасыщенных грунтах. В период зимних работ в котловане и в случаях, когда выстроенное здание по той или иной причине не будет отапливаться, следует принимать меры к защите грунтов основания от промерзания.

Выбор глубины заложения фундаментов по условиям передачи нагрузки на те или иные пласты грунта основания может иметь

несколько решений. Каждое из них будет отличаться конструктивными особенностями фундаментов, глубиной их заложения, трудностями производства работ и сроками их выполнения, а также видами потребного оборудования.

Совместный учет всех этих факторов позволит выбрать из намеченных вариантов технически наиболее рациональный и экономически целесообразный, что нередко удается выяснить даже путем предварительных прикидок и расчетов основных объемов работ.

§ 43. Распределение напряжений по подошве фундаментов

Фундамент, воспринимая нагрузку от сооружения, распределяет приложенное к нему давление по поверхности грунта основания. В плоскости его подошвы возникают нормальные и касательные напряжения, которые называют *контактными*. При вертикальной нагрузке на основание наибольшее значение имеют нормальные напряжения. Роль касательных напряжений здесь невелика, и ими, как правило, пренебрегают.

Характер распределения нормальных напряжений по подошве фундамента зависит от его жесткости, формы и размеров в плане, а также от свойств грунта основания и степени развития в нем областей предельного равновесия.

В случае абсолютно гибкого фундамента возникающие по его подошве напряжения имеют такой же характер распределения, как и приложенная нагрузка. Однако осадка этого фундамента даже при равномерном давлении на основание будет происходить неравномерно. Она, как это нетрудно убедиться из рассмотрения напряженного состояния в толще основания, будет в средней части фундамента больше, чем у его краев. Такой фундамент, точки подошвы которого беспрепятственно следуют за деформацией грунта, приобретает криволинейную форму очертания, обращенную выпуклостью вниз.

В действительности фундаменты, обладая достаточно большой жесткостью, получают при осадке на сжимаемых грунтах весьма малое искривление, влиянием которого по сравнению с деформациями грунта можно пренебречь. Следовательно, осадку жесткого фундамента при центральной нагрузке на основание можно считать практически равномерной, одинаковой для всех точек его подошвы. При внецентренном нагружении осадка будет сопровождаться еще и некоторым креном в сторону действия момента.

В сравнении с гибким жесткий фундамент как бы выравнивает осадку грунта основания, которая становится меньше в средней его части и увеличивается у краев. Это вызывает соответствующие изменения и в распределении нормальных напряжений по его подошве, которые в пределах средней части жесткого фундамента снижаются, а у его краев они возрастают.

Распределение контактных напряжений по подошве фундаментов подробно изучается в теории упругости. Решение этой задачи для жестких фундаментов эллиптической и, в частности, круглой в плане формы, полученное применительно к случаю действия центральной нагрузки, предложено Буссинеском в 1885 г. Решение для жесткого ленточного фундамента было дано М. А. Садовским в 1928 г. Оно, в частности, может быть получено из общего решения для эллиптического фундамента, если предположить, что его большая ось неограниченно возрастает.

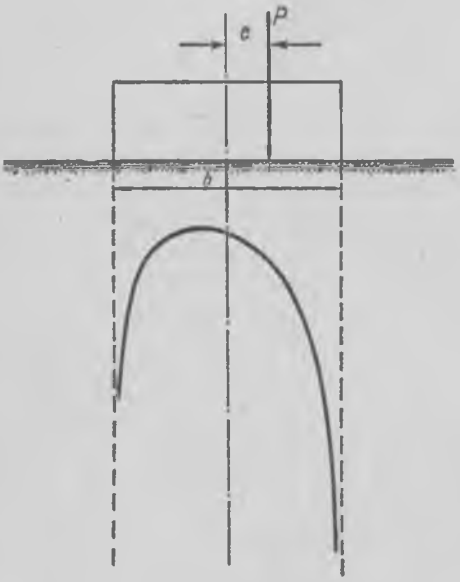

Рис. 70. Характер распределения напряжений по подошве жесткого фундамента при внецентренной нагрузке на основание

Распределение контактных напряжений по подошве жесткого ленточного фундамента при действии на него момента пары сил было получено В. А. Флориным в 1936 г. Более общее решение задачи для случая внецентренного давления на основание, представляющего собой сочетание действия осевой нагрузки и момента пары сил на фундамент, дал в 1937 г. В. А. Гастев *. Полученная им формула имеет следующий вид:

$$\sigma_{z=0} = \frac{2P}{\pi \sqrt{b^2 - 4x^2}} \left(1 + 8 \frac{ex}{b^2}\right), \qquad (121)$$

где b — ширина ленточного фундамента по подошве;

e — эксцентриситет силы P;

x — расстояние от оси фундамента до точки, в которой определяется искомое напряжение $\sigma_{z=0}$ (когда x совпадает с направлением действия момента Pe, его берут со знаком плюс, а при противоположном направлении — со знаком минус).

Характер распределения напряжений $\sigma_{z=0}$ по подошве фундамента, определяемый формулой 121, приведен на рис. 70. Аналогич-

* В. А. Гастев. О напряжениях в упругой среде, ограниченной плоскостью, при нагрузке бесконечно жесткой стенкой. Сборник трудов, ЛИИЖТ, № 127, 1937.

ный вид имеют эпюры $\sigma_{z=0}$ также для круглого, эллиптического и других форм фундаментов.

Если взять $e=\frac{b}{4}$, то при $x \to -\frac{b}{2}$ выражение 121 стремится к нулю, что видно из следующего:

$$\lim_{x \to -\frac{b}{2}} \frac{1+2\frac{x}{b}}{\sqrt{b^2-4x^2}} = \frac{1}{b} \lim_{x \to -\frac{b}{2}} \sqrt{\frac{b+2x}{b-2x}}. \qquad (122)$$

Таким образом, для грунта, рассматриваемого как линейно-деформируемое полупространство, напряжение $\sigma_{z=0}$ будет сжимающим по всей подошве ленточного фундамента, если эксцентриситет e силы P не превышает четверти его ширины. В случае же применения формул внецентренного сжатия это условие, как известно, выполняется лишь при $e \leqslant \frac{b}{6}$. Аналогичные выводы имеются также и в отношении фундаментов других форм в плане.

Формула 121 дает значение $\sigma_{z=0}$ для незаглубленного фундамента. При его заложении на глубину h эти напряжения соответственно повышаются на величину пригрузки основания равномерно распределенным давлением от веса вышележащего грунта $q=\gamma h$, где γ — объемный вес грунта. Однако силу P в этом случае следует принимать за вычетом давления от указанного веса грунта, взятого по всей опорной площади подошвы фундамента.

Решения теории упругости, как это следует из формулы 121, дают у краев жесткого фундамента напряжения бесконечно большой величины. В действительности эти напряжения здесь будут иметь некоторое конечное значение, так как грунт не может воспринять слишком больших давлений. В нем начнут развиваться области предельно напряженного состояния, и фактические напряжения у краев фундамента окажутся значительно меньше теоретических, что подтверждается также результатами экспериментальных исследований. Уменьшение напряжений у краев фундамента вызовет соответствующее их повышение под его серединой, и эпюра распределения давления получит седлообразный вид (рис. 71).

По мере дальнейшего увеличения давления на основание будут развиваться и зоны предельного равновесия в грунте под фундаментом. В связи с этим эпюры контактных напряжений еще больше будут отклоняться от теоретического их вида и могут получить параболическое или даже колоколообразное очертание. Это наблюдается, например, при испытаниях грунтов штампами, если нагрузка на основание доведена до предельного или близкого к нему состояния, характеризуемого выпиранием грунта из-под их подошвы. В основаниях сооружений обычно допускают лишь небольшое развитие зон предельного состояния (см. § 25). Поэтому преобладающей будет, как правило, седлообразная эпюра напряжений, особенно

под фундаментами больших размеров в плане и их строительстве на связных грунтах.

При небольших фундаментах, возводимых на песчаных грунтах, где вследствие отсутствия сил сцепления развитие областей предельного состояния протекает эффективнее, колебания в характере распределения напряжений по их подошве могут быть более значительными.

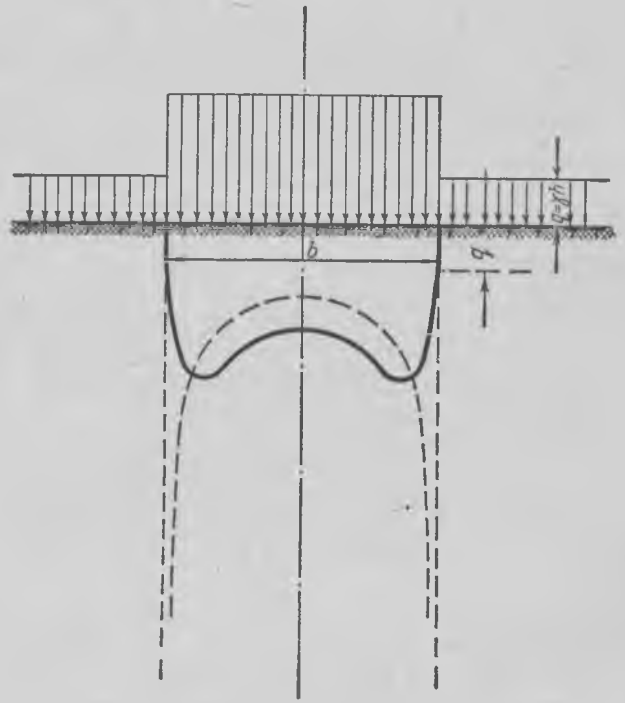

Рис. 71. Теоретическое (показано пунктиром) и действительное распределение контактных напряжений по подошве жесткого фундамента при осевой нагрузке на основание

Кроме решений, полученных методами теории упругости, в практике расчета фундаментов широко применяют и более простые способы определения напряжений по их подошве. Сюда относятся расчеты по формулам сопротивления материалов для центрального и внецентренного сжатия, а также расчеты, основанные на использовании гипотезы коэффициента постели (см. § 46). Результаты этих простых расчетов между собой совпадают, если грунт однороден и коэффициент постели имеет постоянное значение для любой точки нагруженной площади основания. Эпюры контактных напряжений получают здесь вид прямоугольника при центральном давлении

на основание. При внецентренном его наружении эти напряжения возрастают по линейному закону, в направлении к наиболее нагруженному ребру подошвы фундамента.

Применение упрощенных способов определения напряжений по подошве фундаментов не отражает влияния их жесткости, которое выражается в повышении давления у краев загруженной площади. Решения теории упругости, наоборот, дают чрезмерную концентрацию напряжений под краями фундамента, что также не отвечает действительности.

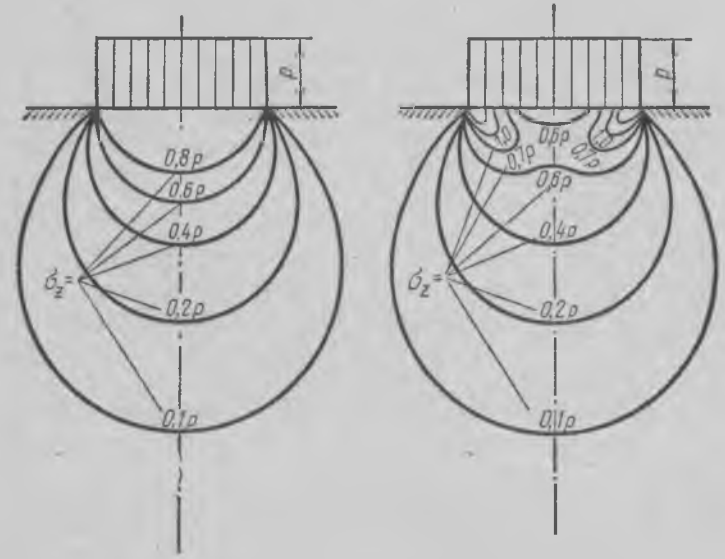

Рис. 72. Линии одинаковых вертикальных напряжений σ_z в грунте под гибким (слева) и жестким фундаментами круглой в плане формы

В связи с этим были предложены различные комбинированные модели грунтового основания, чтобы получить более близкое соответствие теории опытным данным. К их числу, в частности, относится модель И. Я. Штаермана [24], позволившая рассмотреть задачу о контактных напряжениях в более общем виде. Он предложил дополнительно к вертикальным перемещениям, определяемым упругими деформациями всей толщи основания, учитывать перемещения, возникающие в результате обжатия местных неровностей его поверхности давлением от фундамента, пользуясь в этих целях гипотезой коэффициента постели. В этом случае оказалось, что краевые напряжения под подошвой фундамента приобретают уже конечные значения.

В практике расчета фундаментов обычно применяют упрощенные способы определения напряжений по их подошве, что является допущением. Однако влияние различия в характере распределения

контактных напряжений на общее напряженное состояние грунта под фундаментом невелико. Оно выражается лишь в местном перераспределении давления в грунте вблизи его подошвы. Это, в частности, можно иллюстрировать сравнением линий одинаковых вертикальных напряжений σ_z, возникающих в грунте под гибким и жестким фундаментами, что соответствует случаям распределения контактных напряжений по прямоугольной и седлообразной эпюрам (рис. 72).

Поскольку такое локальное перераспределение давлений в грунте не может оказать существенного влияния на расчеты осадок фундаментов, его здесь не учитывают. Однако в расчете на изгиб балок и плит, лежащих на упругом (линейно-деформируемом) основании, где контактные напряжения рассматриваются как нагрузка, изучению характера их распределения по подошве проектируемых фундаментных конструкций придают особенно большое значение.

§ 44. Расчет фундаментов неглубокого заложения

Для определения напряжений по подошве фундаментов обычно используют, как уже указывалось, следующие простые, известные из сопротивления материалов, формулы центрального и внецентренного сжатия:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{F}; \\ \sigma &= \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}, \end{aligned}\right\} \qquad (123)$$

где P — нагрузка от фундамента на грунт основания;

F — площадь его подошвы;

M — момент силы P, приложенной с эксцентриситетом e относительно центра тяжести подошвы фундамента ($M=Pe$);

W — момент сопротивления площади F относительно оси, проходящей через указанный центр ее тяжести перпендикулярно плоскости действия момента M.

При центральном давлении на основание нагрузку от фундамента считают равномерно распределенной. В случае внецентренного давления находят краевые (наибольшее и наименьшее) напряжения, между которыми их изменение принимают по линейному закону.

Соотношение слагаемых, входящих в правую часть формулы внецентренного сжатия, может быть различным, соответственно чему и эпюры распределения давления на основание получают разный вид. Если первый член этой формулы больше второго, эпюра будет трапецеидальной, если же они равны между собой, она имеет вид треугольника, а когда второй член больше первого, эпюра получится разных знаков.

Практическое значение имеет трапецеидальная эпюра, так как в этом случае неравномерность в распределении давления на основание будет меньше и фундамент получит меньший крен (рис. 73). Треугольную эпюру допускают лишь при скальных и твердых глинистых грунтах, где осадки и крен фундаментов имеют малые значения. Применение эпюр разных знаков исключается, так как в плоскости контакта подошвы фундамента с грунтом нет связей, способных воспринять растягивающие напряжения. На участке действия этих напряжений между фундаментом и грунтом образуется щель. Давление от фундамента станет передаваться лишь по части площади его подошвы, а эпюра его распределения получится также в виде треугольника, но с уменьшенной базой.

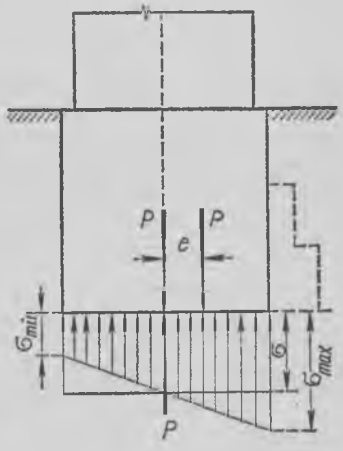

Рис. 73. Схема к расчету фундамента при внецентренной нагрузке на основание

Для фундаментов с прямоугольной подошвой изложенный расчет краевых напряжений применим в том случае, когда внецентренно приложенная сила P действует в точке, лежащей на одной из осей ее симметрии, продольной или поперечной. Если же эта точка не совпадает с указанными осями и удалена от них соответственно на расстояния e_x и e_y, являющиеся ее координатами, то определяют напряжения под углами подошвы фундамента, вычисляя их по формуле

$$\sigma = \frac{P}{lb}\left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b}\right), \qquad (124)$$

где l и b — размеры сторон подошвы фундамента.

Формула 124 является для прямоугольных фундаментов более общей, из которой выражения 123 определяются как частные случаи. В практике расчета фундаментов необходимость в применении формулы 124 встречается сравнительно редко.

При проектировании фундаментов обычно стремятся так подобрать размеры их подошвы, чтобы средняя нагрузка на грунт основания σ была бы равна нормативному давлению на него $R^н$. Для внецентренно нагруженных фундаментов еще требуется, чтобы наибольшее краевое давление $\sigma_{макс}$ не превышало $1{,}2\ R^н$.

Однако решить эту задачу не так просто и приходится производить ряд повторных расчетов, прежде чем указанные условия окажутся выполненными. Это объясняется тем, что фактическое напряжение σ приходится сравнивать с нормативным $R^н$, которое также изменяется в зависимости от ширины подошвы фундамента b (см. § 25). При увеличении b нормативное давление $R^н$ возрастает, тогда

как среднее напряжение по подошве фундамента σ уменьшается в связи с происходящим увеличением ее площади F. Наиболее просто решить данную задачу можно графическим способом.

При центральной нагрузке на основание целесообразно формулу для определения средней величины напряжения σ под подошвой фундамента представить в следующем виде:

$$\sigma = \frac{P_0}{F} + \gamma_{ср} h, \qquad (125)$$

где F и h — площадь подошвы фундамента и глубина его заложения;

P_0 — вертикальная нагрузка на фундамент от сооружения;

$\gamma_{ср}$ — средняя величина объемного веса для материала фундамента и грунта, находящегося на его уступах.

Из формулы 125 видно, что напряжение σ в зависимости от F изменяется по гиперболическому закону. Однако при использовании этой формулы для графических построений в нее вместо F следует подставить значения, выраженные через размеры сторон подошвы фундамента.

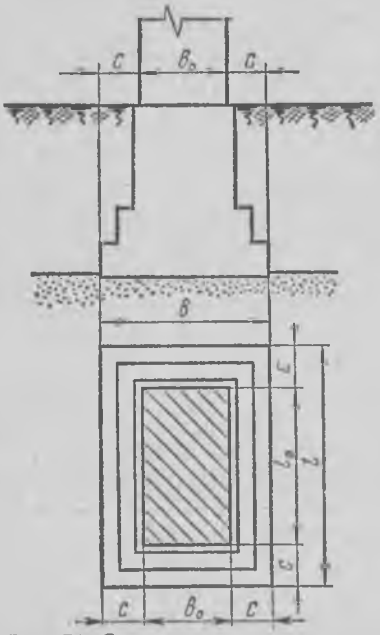

Рис. 74. Схема к определению площади подошвы прямоугольного в плане фундамента с одинаковым уширением c в каждую сторону

При прямоугольной подошве $F = lb = (l_0 + 2c)(b_0 + 2c)$, где l_0 и b_0 размеры сторон опорной площади сооружения, по которой происходит передача нагрузки на фундамент, а c — величина его уширения в каждую сторону (рис. 74).

В случае квадратной формы фундамента в плане $F = b^2$. Для ленточного фундамента следует вместо F принять его ширину b, считая при этом силу P_0 как нагрузку, приходящуюся на единицу его длины.

Подставив в формулу 125 вместо F его соответствующее значение, построим график зависимости σ от b, вид которого представлен на рис. 75 линией *11*. Далее, пользуясь формулой 70, а в случае расчета фундамента для здания с подвалом — формулой 71, построим еще прямую *22*, иллюстрирующую зависимость $R^н$ от b. В точке пересечения этих линий получим $\sigma = R^н$, а соответствующая этой точке ширина подошвы фундамента b_1 будет искомой.

При внецентренном давлении на основание изложенный расчет, как уже указывалось, требуется дополнить проверкой условия

$\sigma_{макс} \leqslant 1{,}2\ R^{н}$. Для вычисления $\sigma_{макс}$ воспользуемся известной формулой внецентренного сжатия, которую представим в следующем виде:

$$\sigma_{макс} = \sigma + \frac{P_0 e}{W}, \qquad (126)$$

где σ — среднее напряжение в плоскости подошвы фундамента, найденное по формуле 125;

e — эксцентриситет силы P_0 относительно центра тяжести площади подошвы фундамента.

Если требование в отношении $\sigma_{макс}$ оказывается невыполненным, фундаменту придают несимметричную форму. Его уширение развивают главным образом в сторону действия момента, как это показано на рис. 74 пунктиром.

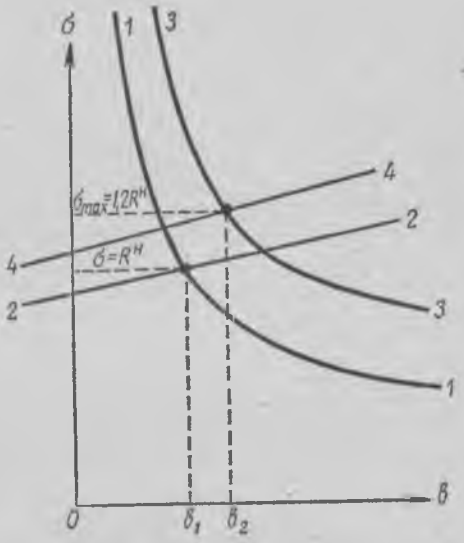

Рис. 75. Графическое построение к определению размеров подошвы фундамента по нормативному давлению $R^{н}$ на грунт основания

Расчеты фундамента завершают определением его осадки и крена, которые не должны превышать величин, допустимых для конструкции возводимого сооружения (см. § 18). Если найденные осадка и крен получают недопустимые значения, вносят соответствующие изменения в размеры проектируемого фундамента и производят повторные его расчеты.

Следует заметить, что условие $\sigma_{макс} \leqslant 1{,}2\ R^{н}$ не всегда можно выполнить за счет одностороннего уширения фундамента. Встречаются случаи, когда ему нужно обязательно придать симметричную форму (например, при действии на фундамент момента $P_0 e$ переменного знака). Для определения ширины фундамента и, следовательно, площади его подошвы можно в данном случае также применить аналогичное графическое построение. Оно показано на рис. 75 пунктирными линиями *33* и *44*.

Здесь линией *33* изображено изменение в зависимости от b напряжения $\sigma_{макс}$, а линией *44* — величины, равной $1{,}2\ R^{н}$. В точке их пересечения имеем $\sigma_{макс} = 1{,}2\ R^{н}$, а соответствующая этой точке ширина подошвы фундамента b_2 будет искомой. Эту ширину принимают окончательно, если $b_2 > b_1$. Если же окажется, что $b_2 \leqslant b_1$, то разме-

ры фундамента, найденные для случая действия на него осевой нагрузки P_0, достаточны и при внецентренном давлении этой силы на основание.

Многие сооружения находятся при их эксплуатации под воздействием не только вертикальных, но и горизонтальных сил. В одних случаях горизонтальные силы являются постоянно действующей нагрузкой на сооружение. К таким сооружениям относятся, например, плотины, испытывающие одностороннее давление воды, опоры арочных мостов, воспринимающие распор арок пролетного строения, стенки набережных и других оградительных сооружений, несущие нагрузку от односторонней засыпки грунта. В других случаях горизонтальные силы носят характер периодически возникающей нагрузки — дымовые трубы, различные башни, мачты и другие аналогичные сооружения, находящиеся под регулярным воздействием давления ветра.

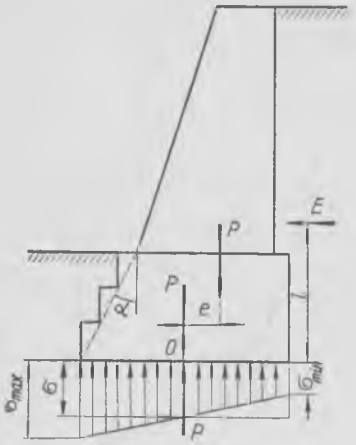

Рис. 76. Схема к расчету фундамента при действии на сооружение вертикальных и горизонтальных сил

При проектировании фундаментов для этих сооружений вначале намечают некоторое практически целесообразное их очертание и определяют равнодействующую всех вертикальных сил P, приложенных к основанию. Затем находят также и равнодействующую всех горизонтальных сил E, действующих на сооружение.

Если окажется, что сила P приложена в плоскости подошвы фундамента с некоторым эксцентриситетом e, ее заменяют осевой силой P и моментом пары Pe (рис. 76). Кроме того, сооружение будет подвержено еще действию момента пары El, создаваемого горизонтальной силой E и ее реакцией в виде силы трения, приложенной в плоскости подошвы фундамента и направленной в противоположную сторону. Моменты Pe и El можно между собой сложить, в результате чего получим равнодействующий момент M всех сил относительно точки O.

Таким образом, система сил, приложенных к сооружению, приводится к рассмотренному ранее случаю действия на основание осевой вертикальной нагрузки P и момента M, где для расчета напряжений в плоскости подошвы фундамента применимы формулы 123. Найденные по этим формулам среднее напряжение σ и наибольшее краевое $\sigma_{макс}$ соответственно не должны превосходить $R^н$ и $1{,}2\,R^н$, а осадка и крен фундамента — допустимых для конструкции возводимого сооружения величин.

Изложенные расчеты приходится иногда повторять несколько раз, пока не будет найдена наиболее рациональная форма фундамента и определены минимально необходимые его размеры. Кроме того для сооружений, подверженных действию горизонтальных сил, следует еще произвести поверку их устойчивости на сдвиг. При выполнении этого расчета учитывают наиболее невыгодное сочетание вертикальных и горизонтальных сил, приложенных к сооружению, и рассматривают различные возможности его сдвига как по плоской поверхности основания, так и в условиях образования в грунте криволинейных поверхностей скольжения (см. § 26—28).

§ 45. Расчет фундаментов глубокого заложения

При строительстве фундаментов в сложных геологических условиях нередко приходится прорезать значительные толщи слабых грунтов, чтобы передать большие нагрузки от сооружений на прочные глубоко залегающие их слои (скалу, твердые глины и т. п.). Фундаменты в таких случаях обычно получают вид массивных опор, а для их устройства применяют опускные колодцы, кессоны и сборные цилиндрические оболочки (см. гл. XIX).

Заложение фундаментов считают глубоким, если оно превышает ширину их подошвы не менее чем в 1,5—2 раза. Основной особенностью их расчета является учет сил реакции грунта, возникающих на боковой поверхности фундамента при воздействии горизонтальной нагрузки на сооружение. Эти силы у мелкозаложенных фундаментов не учитывают ввиду весьма малой их величины.

Характер распределения сил реакции грунта по глубине заделки в него опоры аналогичен наблюдаемому у горизонтально нагруженных жестких свай, расчеты которых стали появляться в начале текущего столетия.

У опор глубокого заложения, находящихся под совместным воздействием вертикальных и горизонтальных сил, приложенных к сооружению, указанные расчеты будут сложнее. Их методика разрабатывалась у нас еще в 1930 г. Н. И. Безуховым, И. П. Прокофьевым, И. Е. Скрябиным и развивалась многими другими учеными. При отсутствии горизонтальных сил расчет опор глубокого заложения существенно упрощается — ограничиваются обычным определением их размеров по деформациям грунтов основания.

В расчете опоры глубокого заложения все действующие на нее нагрузки, включая и собственный вес, приводят к двум равнодействующим силам — к вертикальной P, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента, и горизонтальной S, расположенной на некоторой высоте H над поверхностью земли (рис. 77).

Вертикальная сила P производит равномерное давление на основание. Горизонтальное усилие S стремится наклонить опору, вращая ее вокруг некоторой точки D, называемой нулевой. При этом наклоне по боковым граням опоры, перпендикулярным плоскости

ее вращения, развивается сопротивление грунта, изменение которого с глубиной принимают по параболическому закону.

В плоскости подошвы фундамента происходит перераспределение давления от опоры на грунт, приводящее ее эпюру к трапецеидальному виду, и возникает сила трения T, направленная навстречу происходящему смещению.

Силы трения возникают также и по боковым граням опоры, параллельным плоскости ее вращения. Однако роль этих сил сравнительно невелика, и их обычно не учитывают, что идет в запас устойчивости опоры.

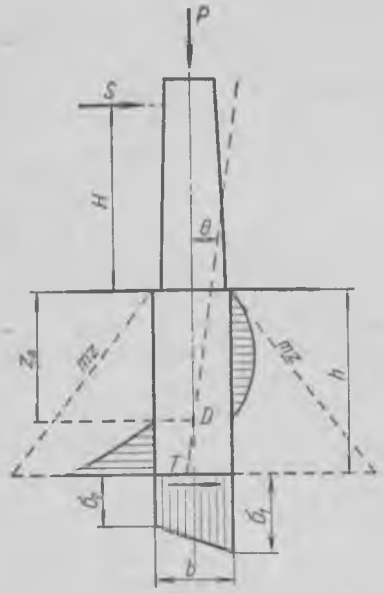

Рис. 77. Схема усилий, приложенных к опоре глубокого заложения, находящейся под воздействием вертикальных и горизонтальных сил

Очертание эпюры реакции грунта в заделке горизонтально нагруженной опоры по параболической кривой линии получают при следующих условиях. Во-первых, опору считают абсолютно жесткой, не способной изгибаться при вращении. При этом полагают, что реактивные напряжения в соответствии с гипотезой о коэффициенте постели изменяются пропорционально величине горизонтального перемещения точек боковой ее поверхности, которое возрастает по мере удаления от нулевой точки вращения опоры. Во-вторых, принимают, что вследствие увеличения прочности грунта с глубиной соответственно возрастает и сам коэффициент постели. Считают, что он изменяется по линейному закону от нуля, у поверхности грунта, до некоторой величины C, у отметки заложения подошвы фундамента, где сохраняет одинаковое значение как для расчета вертикальных, так и горизонтальных деформаций.

При указанных выше условиях уравнение параболической эпюры горизонтальных напряжений будет следующим:

$$\sigma_{гор} = mz\left(1 - \frac{z}{z_0}\right), \qquad (127)$$

где m — угловой коэффициент прямой, касательной к рассматриваемой параболе в начальной точке ее очертания, лежащей у поверхности грунта;

z_0 — расстояние от поверхности земли до нулевой точки D.

Из уравнения 127 видно, что напряжение $\sigma_{гор}$ имеет два нулевых значения. Одно из них получается при $z=0$, а другое — при $z=z_0$.

Вследствие большой жесткости опоры угол наклона ее подошвы к горизонту будет равен углу ее отклонения от вертикали. Поэтому для нахождения угла крена опоры θ можно написать следующие два уравнения:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{Cb}, \qquad \operatorname{tg}\theta = \frac{\sigma_{\text{гор}}(h)}{C(h - z_0)}, \tag{128}$$

где C — упомянутый выше коэффициент постели грунта, имеющий размерность $кГ/см^3$ или $Т/м^3$.

Подставив вместо $\sigma_{\text{гор}}(h)$ соответствующее значение абсолютной величины горизонтального напряжения, определяемого по формуле 127 при $z=h$, и приравняв правые части уравнений 128 между собой, для нахождения разности краевых напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$ получим следующее выражение:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{mhb}{z_0}, \tag{129}$$

где b и h — ширина опоры по подошве и глубина ее заложения.

Пользуясь представленной на рис. 77 схемой нагрузок, приложенных к опоре глубокого заложения, и применяя формулы 127 и 129, можно составить следующие уравнения ее равновесия:

$$P - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\, bl = 0, \tag{130}$$

$$S + T - mh^2 l\left(\frac{1}{2} - \frac{h}{3z_0}\right) = 0, \tag{131}$$

$$S(H + h) - \frac{mhl}{12z_0}\left[h^2(2z_0 - h) - b^3\right] = 0, \tag{132}$$

где l — длина опоры в плане по ее подошве.

Уравнение 130 служит для определения средней величины давления на основание, которое равно полусумме краевых напряжений σ_1 и σ_2. Уравнения 131 и 132 содержат три неизвестные величины m, z_0 и T. Для их решения требуется еще одно дополнительное условие, которое пока не найдено.

В связи с этим (по И. П. Прокофьеву) силой трения T пренебрегают, что идет в запас устойчивости опоры. Однако такое допущение считают вполне обоснованным лишь для тонких опор, имеющих достаточно большую глубину заложения.

Здесь преобладающее влияние в равновесии горизонтальных сил приобретает суммарная величина сил сопротивления грунта, приложенных к боковой поверхности опоры, а роль силы трения T в плоскости ее подошвы становится небольшой.

Для широких опор силу T в целях повышения точности расчета рекомендуется учитывать, например, по данным изучения зависи-

мости сопротивления трения грунта по подошве фундамента от величины деформации сдвига. При этом следует иметь в виду, что вводимая в расчет сила T не может превышать предельной ее величины, равной fP.

При допущении, что $T=0$, из уравнений 131 и 132 могут быть получены следующие два выражения для определения искомых величин m и z_0:

$$z_0 = \frac{4Hh^2 + 3h^3 - b^3}{6Hh + 4h^2}, \tag{133}$$

$$m = \frac{6S\,(4Hh^2 + 3h^3 - b^3)}{h^2 l\,(h^3 - 3b^3)}. \tag{134}$$

При проектировании глубоких опор считают, что в окружающем грунте не должны появляться какие-либо нарушения в виде остаточных сдвигов. Для этого глубину заложения опоры h, намеченную вначале по данным геологических исследований площадки, уточняют с таким расчетом, чтобы горизонтальные напряжения $\sigma_{гор}$, возникающие в грунте у опоры, не превышали пассивного его сопротивления. Последнее принимают с уменьшением на величину активного давления грунта, действующего на опору с противоположной стороны. Указанное условие будет обеспечено полностью и с достаточным запасом, если угловой коэффициент m касательной к кривой эпюры горизонтальных напряжений $\sigma_{гор}$, проведенной в начальной ее точке, лежащей у поверхности грунта, не превысит некоторой предельной величины $m_{пр}$, определяемой по формуле

$$m_{пр} = \gamma\left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right], \tag{135}$$

где γ и φ — объемный вес и угол внутреннего трения грунта, залегающего в пределах глубины заложения опоры (для слоистой толщи вычисляют средние значения этих величин, аналогично изложенному в § 71).

Если окажется, что найденная по формуле 134 величина m превышает $m_{пр}$, увеличивают глубину заложения опоры h и производят повторные расчеты, поступая так до тех пор, пока не получат $m \leqslant m_{пр}$.

Для определения краевых напряжений σ_1 и σ_2, возникающих в плоскости подошвы опоры, можно использовать уравнения 129 и 130, совместное решение которых дает следующую формулу:

$$\sigma = \frac{P}{bl} \pm \frac{mhb}{2z_0}. \tag{136}$$

Если опора глубокого заложения представляет собой стенку набережной, береговой устой или иное аналогичное сооружение, то приложенное к ней горизонтальное усилие будет определяться в основном давлением грунта от примыкающей земляной насыпи. При его определении учитывают в качестве противодействующей

силы активное давление грунта, приложенное к опоре с противоположной стороны.

Кроме изложенного расчета, основанного на использовании гипотезы коэффициента постели, разработаны также расчеты упругой заделки глубоких опор в грунте методами теории упругости. Их изложение дается в специальных трудах.

§ 46. Основные понятия о расчете гибких фундаментов

Гибкими называют такие фундаменты, которые при осадке под нагрузкой подвергаются также изгибу. В теории расчета их рассматривают как балки и плиты на упругом основании. При этом к плитам относят те фундаменты, ширина которых превышает одну седьмую часть их длины.

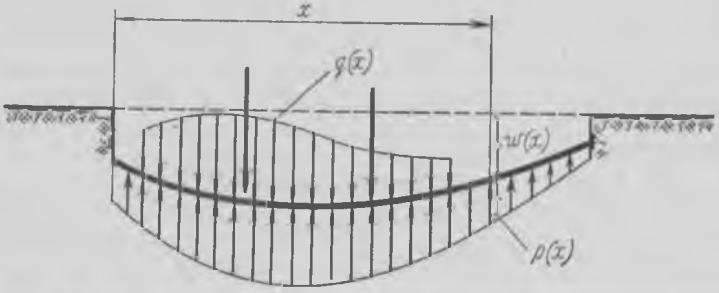

Рис. 78. Общий характер деформации балки на упругом основании

В расчете балок на упругом основании полагают, что между их подошвой и грунтом имеется постоянный контакт, т. е. образование щелей не происходит. В связи с этим осадка $w(x)$ в любой точке подошвы будет равна вертикальному ее перемещению, найденному с учетом упругого прогиба балки. Считают также, что расчеты балок на упругом основании применимы в тех случаях, когда их высота в сравнении с длиной невелика и, следовательно, справедлива гипотеза плоских сечений.

При указанных выше условиях вертикальные перемещения точек подошвы балки $w(x)$ и соответствующие ординаты эпюры реакции ее основания $p(x)$ могут быть связаны между собой следующим дифференциальным уравнением изгиба бруса (рис. 78):

$$E_6 J \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = q(x) - p(x), \qquad (137)$$

где $q(x)$ и $p(x)$ — интенсивность заданной внешней нагрузки на балку и реакции ее основания;

$E_6 J$ — жесткость балки.

Уравнение 137 содержит две неизвестные величины — $w(x)$ и $p(x)$. Для его решения необходимо дополнительное условие.

Таким условием может являться допущение прямой пропорциональности между осадкой точек поверхности основания и величиной приложенного в них давления, что записывается в следующем виде:

$$p(x) = Cw(x), \tag{138}$$

где C — коэффициент постели, численно соответствующий величине того давления, при котором осадка поверхности основания равна единице.

Уравнение 138, принятое в качестве гипотезы Винклером, положено в основу ряда методов расчета балок и плит на упругом основании, где для оценки свойств сжимаемости грунта используется некоторая условная характеристика — коэффициент постели.

Способ коэффициента постели, по-видимому, впервые был практически применен в 1888 г. Циммерманом для уточнения расчетов верхнего строения железнодорожного пути. В дальнейшем это направление в теории расчета балок на упругом основании продолжало развиваться. Выдающийся вклад в это развитие внесли А. Н. Крылов, Н. П. Пузыревский, Н. М. Герсеванов и другие советские ученые.

Основным недостатком гипотезы коэффициента постели является предположение, что деформации грунта возникают лишь в тех точках поверхности основания, где приложено давление. В соседних же сколь угодно близких точках осадки якобы не происходят, что не соответствует действительности. Осадки наблюдаются и за пределами загруженной площади, а сам коэффициент постели представляет величину, зависящую от размеров и формы фундамента и его жесткости. Поэтому он может существенно отличаться от той его величины, которая была получена из данных испытания грунтов опытными штампами.

По гипотезе коэффициента постели осадка абсолютно гибкого фундамента должна при равномерном давлении на основание получиться во всех точках его подошвы одинаковой, что неверно. Также неправдоподобно и вытекающее из этой гипотезы равномерное распределение контактных напряжений по подошве жесткого фундамента при равномерной его осадке, тогда как в действительности оно в таких условиях носит весьма сложный характер (см. § 43).

Способ коэффициента постели безупречен в применении к расчету конструкций, расположенных на понтонах, где реакция основания в виде взвешивающего давления воды строго пропорциональна глубине их погружения, что следует из закона Архимеда. Применительно к грунтам этот способ дает близкие к действительности результаты, если связность грунтов и их сопротивление сдвигу невелики, а интенсивность нагрузки на основание сравнительно большая и в связи с этим в толще грунта развиваются значительные области предельно напряженного состояния.

Чтобы избежать указанных недостатков, было предложено в 1922 г. Г. Э. Проктором осадку точек поверхности основания определять взамен уравнения 138 по формулам теории упругости. Применительно к условиям пространственной задачи здесь используют решение Буссинеска. Оно дает возможность найти осадку точек поверхности упругого полупространства w на различных расстояниях r от приложенной к этой поверхности сосредоточенной силы P:

$$w = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi E r}, \qquad (139)$$

где E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунта основания.

В расчете балок методами теории упругости полагают, что в плоскости контакта их подошвы с грунтом возникают силы взаимодействия, распределенные по некоторой кривой $p=F(x)$, схематически изображенной на рис. 79. Указанные силы можно рассматривать как воздействие балки на грунт, под влиянием которых возникают деформации основания и осадка фундамента. Одновременно эти силы можно считать также и как нагрузку, приложенную к балке со стороны основания, которые вызывают ее изгиб.

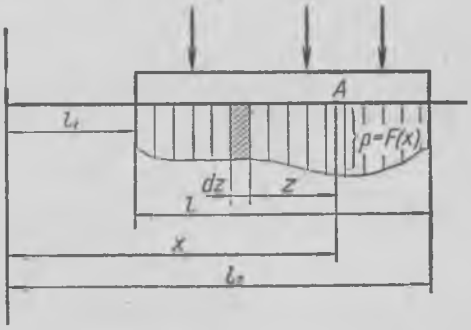

Рис. 79. Схема к расчету балки на упругом основании

Для получения общего выражения осадки точек подошвы балки, подвергающейся при этом изгибу, рассмотрим перемещение некоторой точки A, лежащей на поверхности основания и удаленной от начала координат на расстояние x (см. рис. 79). Это перемещение, пока речь идет лишь о данной конкретной точке A, будем считать постоянным.

Разобьем далее эпюру $p=F(x)$ на бесконечное число сосредоточенных грунтов, каждый из которых равен pdz, и определим вначале осадку поверхности основания в точке A от одной такой силы, удаленной от A на расстояние z.

Если осадку поверхности основания, определяемую формулой 139, обозначить применительно к случаю $P=1$ через $f(z)$, считая, что $r=z$, то искомая осадка при силе $dP=pdz$ будет:

$$dw(x) = pf(z)\,dz. \qquad (140)$$

Чтобы найти полную осадку поверхности основания в точке A, необходимо выражение 140 проинтегрировать в пределах от 0 до $(x-l_1)$ и от 0 до (l_2-x), считая при этом x постоянной величиной. Учитывая, что p является функцией расстояния от начала коорди-

нат, подставим вместо p соответственно выражения $F(x-z)$ и $F(x+z)$. Тогда полная осадка поверхности основания в точке A определится

$$w(x) = \int_0^{x-l_1} F(x-z) f(z)\, dz + \int_0^{l_2-x} F(x+z) f(z)\, dz. \qquad (141)$$

Подставив найденную осадку $w(x)$ в формулу 137, получим следующее уравнение изогнутой оси балки, лежащей на упругом (линейно-деформируемом) основании:

$$E_0 J \frac{d^4}{dx^4} \left\{ \int_0^{x-l_1} F(x-z) f(z)\, dz + \int_0^{l_2-x} F(x+z) f(z)\, dz \right\} = q(x) - p(x). \qquad (142)$$

Решение этого уравнения представляет большие математические трудности. Его нельзя непосредственно проинтегрировать, так как в подынтегральное выражение входит неизвестная функция напряжения p. Приходится задаваться этой функцией в виде ряда и находить его коэффициенты из системы линейных уравнений.

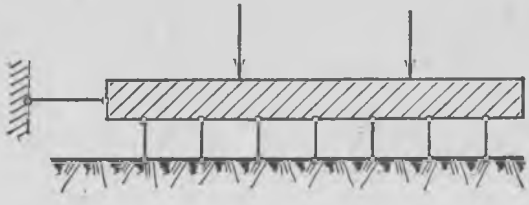

Рис. 80. Расчетная схема балки на упругом основании по Б. Н. Жемочкину

Эта сложная задача была решена Н. М. Герсевановым, Б. Н. Жемочкиным, В. И. Кузнецовым, И. А. Симвулиди, А. П. Синицыным и другими советскими учеными, которым принадлежит заслуга создания теории расчета балок и плит на упругом (линейно-деформируемом) основании. Ими рассмотрены различные виды балок и плит при разнообразных условиях их нагружения, а также составлены многочисленные таблицы, значительно облегчающие выполнение практических расчетов.

Оригинальный прием для решения рассматриваемой задачи предложил в 1937 г. Б. Н. Жемочкин, чем было достигнуто значительное ее упрощение [8]. Он заменил непрерывный контакт между балкой и грунтом точечными связями в виде абсолютно жестких вертикальных стержней (рис. 80). Количество таких стержней произвольное и чем больше их взято, тем точнее результаты расчета. Считают, что для практических целей достаточно применить 6—10 стержней, которые рекомендуется размещать на равных расстояниях. Кроме

этого, установлен дополнительно горизонтальный стержень, который удерживает балку от боковых смещений. Его влияние в расчете не учитывается.

Полученную статически неопределимую систему рекомендуется решать смешанным способом, так как уравнения здесь получаются

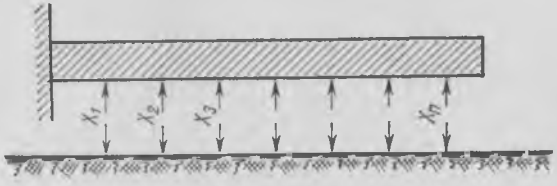

Рис. 81. Замена стержневых связей между балкой и грунтом силами

проще, хотя их требуется составить больше, чем, например, в методе сил. В этом решении стержневые связи между балкой и грунтом заменяют силами X_1, X_2, ..., X_n и условно добавляют в каком-либо сечении балки, например у левого конца, закрепление, препятствующее вертикальным смещениям и поворотам (рис. 81). Составляют

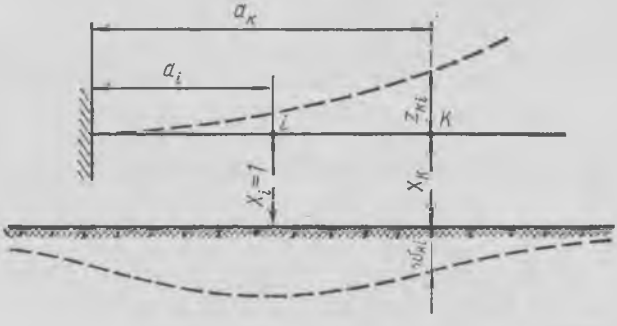

Рис. 82. Схема к определению перемещения δ_{ki}

канонические уравнения, выражающие, что суммарное перемещение по направлению той или иной рассматриваемой силы X равно нулю. Такое уравнение, составленное применительно к некоторой промежуточной силе X_k, имеет следующий вид:

$$X_1\sigma_{k1} + X_2\delta_{k2} + \ldots + X_k\delta_{kk} + \ldots - y_0 - a_k\varphi_0 + \Delta X_{kq} = 0, \quad (143)$$

где y_0 — осадка закрепленного конца балки;

a_k — расстояние от закрепленного конца балки до силы X_k (рис. 82);

$a_k\varphi_0$ — перемещение точки K, вызванное поворотом условной заделки балки на угол φ_0;

ΔX_{kq} — перемещение по направлению силы X_k от внешней нагрузки.

Количество канонических уравнений должно соответствовать числу условных вертикальных стержней. Кроме того, необходимы еще два уравнения равновесия. Одно — для проекции всех сил на вертикальную ось, а другое — для суммы моментов этих сил относительно принятой точки закрепления балки. Эти уравнения следующие:

$$\left.\begin{aligned} \sum P - \sum_{k=1}^{k=n} X_k = 0; \\ \sum M - \sum_{k=1}^{k=n} X_k a_k = 0. \end{aligned}\right\} \qquad (144)$$

Обозначим через δ_{ki} перемещение точки K подошвы балки по направлению силы X_k от действия единичной силы $X_i = 1$. Оно сложится из двух величин — из осадки основания w_{ki} и прогиба балки z_{ki}. Для определения осадки w_{ki} считают, что действие силы $X_i = 1$ равномерно распределено по соответствующей части площади подошвы балки, равной $b \cdot c$, где b — ее ширина, а c — расстояние между смежными стержнями.

Осадку w_{ki} находят путем суммирования элементарных деформаций, которые возникают в рассматриваемой точке K от действия неограниченно большого количества бесконечно малых усилий, образующих распределенное по площади bc давление, создаваемое силой $X_i = 1$. Эти вычисления основываются на применении формулы 139. Для определения прогиба балки z_{ki} применяют формулы сопротивления материалов. В конечном итоге для определения перемещения δ_{ki} получают следующую формулу:

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha v_{ki}, \qquad (145)$$

где F_{ki} и v_{ki} — некоторая функция осадки при единичной нагрузке и единичный прогиб балки, определяемые по таблицам.

Величина F_{ki} зависит от отношения l к c и от расстояния между точками K и i, которое выражается в целых числах, так как i кратно c. Входящая же в формулу 145 величина α зависит от условий работы балки.

Для случая пространственной задачи, в условиях которой обычно и протекает работа большинства фундаментов, по выводам теории α имеет следующее значение:

$$\alpha = \frac{\pi E c^4}{6 E_6 J (1 - \mu^2)}, \qquad (146)$$

где E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунта основания;
$E_6 J$ — жесткость балки;
c — расстояние между смежными стержнями.

Коэффициент α при расчете балки вычисляют один раз. Он является величиной постоянной, если размеры балки в поперечном сечении не изменяются.

После определения всех усилий X_1, X_2, ... надлежит каждое из них разделить на площадь b, c, чтобы получить интенсивность реакций и построить эпюру их распределения по длине балки. Эта эпюра будет ступенчатой (рис. 83). Если количество условных стержней не очень мало (не менее 6—10), то ступенчатая эпюра будет достаточно близкой к действительной, имеющей криволинейное очертание.

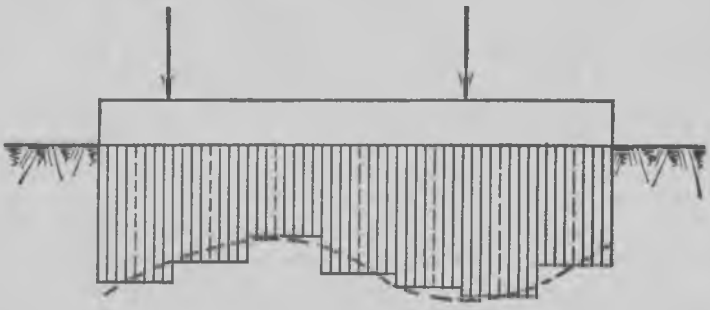

Рис. 83. Ступенчатая эпюра реакций упругого основания, условно принимаемая в методе Б. Н. Жемочкина, взамен очерченной по плавной кривой

Метод Б. Н. Жемочкина, отличаясь простотой постановки задачи, получил широкую известность среди строителей. Его применение в практических целях продолжает расширяться. В частности, этот метод успешно был применен в последнее время А. П. Синицыным для решения более сложных задач — расчета балок и плит на упругом основании за пределом упругости [16].

Для плоской задачи эффективное и весьма простое решение было предложено проф. И. А. Симвулиди [15]. Он рассматривает балку с точки зрения сопротивления материалов как тонкий упругий брус, деформирующийся по его длине. Грунтом основания является однородная среда неограниченной мощности, характеризуемая модулем деформации E и коэффициентом Пуассона μ. При выводе общих расчетных формул им используется плоская задача теории упругости (плоская деформация).

В основу этого вывода было положено условие, чтобы упругая линия оси изогнутой балки и получившая осадку поверхность грунта приблизительно совпадали. Реактивное давление грунта на балку, принимая начало координат у левого ее конца, он представил в виде полинома третьей степени:

$$p(x)=a_0+\frac{2a_1}{l}\left(x-\frac{l}{2}\right)+\frac{4a_2}{l^2}\left(x-\frac{l}{2}\right)^2+\frac{8a_3}{l^3}\left(x-\frac{l}{2}\right)^3. \quad (147)$$

Здесь a_0, a_1, a_2 и a_3 — неизвестные параметры, величина которых зависит от жесткости балки, ее длины, модуля деформации упругого основания и характера распределения приложенной нагрузки. Для определения этих параметров и других неизвестных величин, вошедших в уравнение прогиба при интегрировании дифференциального уравнения четвертого порядка, были использованы условия статики, граничные условия в виде равенства нулю моментов по концам балки и условия неразрывности ее контакта с грунтом основания. В результате этого проф. И. А. Симвулиди получены формулы, дающие решение в замкнутой форме для любой нагрузки на балку при различной ее жесткости.

Для отдельных частных случаев уравнение 147 получается более простым. Так, при нагружении балки сосредоточенной силой P, приложенной в ее середине, или при действии равномерно распределенной по ее длине нагрузки q, в уравнении сохраняются лишь первый и третий его члены.

Предложенное решение значительно упрощается применением таблиц, составленных автором *. Такие таблицы в последнее время даны им также и для расчета составных конструкций, представляющих сочетание по длине нескольких балок, между которыми имеются шарнирные соединения. Достаточно подробно показана возможность применения полученных решений к расчету различных рам на упругом основании, расчету ступенчатых фундаментов и т. п. Даны численные примеры расчетов различных балок и конструкций на упругом основании, выполненные с применением готовых таблиц.

Сравнительные расчеты показывают, что для условий плоской задачи методы, предложенные Б. Н. Жемочкиным и И. А. Симвулиди, дают достаточно близкие между собой результаты и с приблизительно одинаковой степенью достоверности.

Расчеты балок и плит на упругом основании подробно излагаются в специальных трудах, к числу которых относятся и работы упомянутых выше авторов [8, 15, 16]. Кроме общих теоретических вопросов в них рассмотрены и различные частные случаи этого расчета, а также содержатся примеры, подробно иллюстрирующие практическое применение предложенных решений.

Расчет балок и плит методами теории упругости имеет более широкие пределы применения, чем метод коэффициента постели. Здесь учитывается распространение деформаций грунта и за пределами загруженной площади, что ближе отвечает действительным условиям работы основания. Однако этот метод нельзя признать универсальным, он содержит и свои недостатки. Одним из них является возникновение чрезмерно больших напряжений под краями фундаментных балок и плит. В результате этого здесь, как известно, возникают области предельно напряженного состояния, значительное развитие которых исключает возможность применения для

* И. А. Симвулиди. Составные балки на упругом основании. Изд-во «Высшая школа», 1961.

расчетов теории упругости. Имеются также трудности, вызванные слоистым залеганием грунтов, различным сочетанием общих и местных их деформаций под нагрузкой и другими причинами. В связи с этим у нас в последнее время стали появляться и более общие расчетные модели основания.

Оригинальная модель и способ решения задач расчета балок на упругом основании были предложены проф. М. М. Филоненко — Бородичем *. Он в своей расчетной схеме соединил поверху вертикальные пружины, изображающие модель основания со свойствами коэффициента постели, горизонтальными нерастяжимыми нитями. Эти нити включают в работу соседние не нагруженные участки основания, что дает возможность получить более общее решение. В пространственной модели вместо нитей приняты им гибкие горизонтальные мембраны.

Другие модели были предложены проф. В. З. Власовым и проф. П. Л. Пастернаком, которые позволили использовать более удобный математический аппарат. Однако полученные им решения совпали с основными выводами М. М. Филоненко — Бородича, хотя они были найдены при иных исходных предпосылках.

Еще ближе отвечают действительным условиям работы грунтового основания модели профессоров И. Я. Штаермана и А. П. Синицына, позволяющие непосредственно учесть местные деформации грунта под нагрузкой. И. Я. Штаерман, как уже указывалось ранее (см. § 43), предполагает, что местные осадки происходят вследствие обжатия неровностей поверхности основания, из-за наличия которых плотный контакт подошвы фундамента с грунтом он считает практически неосуществимым. У А. П. Синицына такие осадки являются следствием пластических деформаций, развивающихся в поверхностном наиболее напряженном слое грунта некоторой конечной мощности.

Расчет величины местных деформаций в обоих случаях ведут, используя гипотезу коэффициента постели. Их определяют дополнительно к общим деформациям основания, которые находят, рассматривая грунт как упругое однородное полупространство.

Глава XI

ФУНДАМЕНТЫ ПОД МАШИНЫ

§ 47. Основные сведения

Отличительной особенностью фундаментов под машины и их оснований является совместная работа на динамические нагрузки. Характер воздействия этих нагрузок у различных машин разный.

* М. М. Филоненко—Бородич. Некоторые приближенные теории упругого основания. Ученые записки Московского государственного университета. Журн. «Механика», вып. 46, 1940.

Машины, у которых инерционные силы движущихся частей хорошо уравновешены, работают спокойно. Проектирование и устройство для них фундаментов не вызывает особых затруднений и может выполняться по обычным нормам, применяемым для условий статического давления на основание. Машины, работа которых характеризуется наличием неуравновешенных сил инерции движущихся частей, иногда значительных по своей величине, оказывают на фундаменты большие динамические нагрузки и вызывают их колебания.

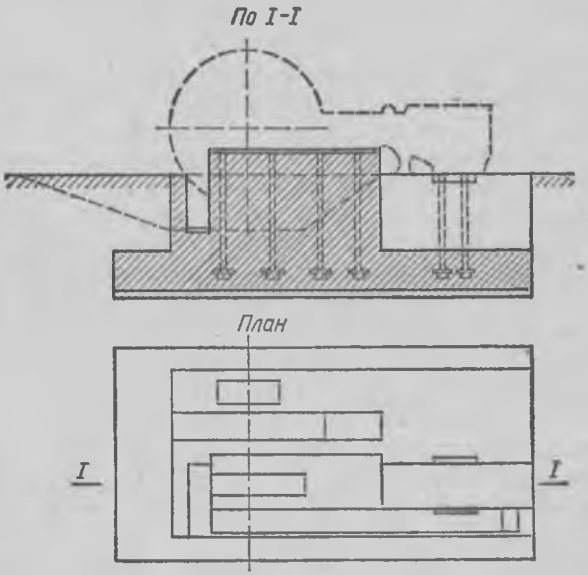

Рис. 84. Фундамент под горизонтальный поршневой компрессор

Проектирование и устройство таких фундаментов сложнее и связано с выполнением ряда специальных требований, обусловленных динамическим характером воздействия нагрузки на основание.

Современные машины с динамическими нагрузками, несмотря на огромное их многообразие, можно по характеру работы подразделить на следующие основные виды:

а) машины с кривошипно-шатунным механизмом (дизели, поршневые компрессоры, мотор-компрессоры, лесопильные рамы, локомобили);

б) машины вращательного типа с установившимся движением (турбоагрегаты, электрические машины);

в) машины ударного воздействия (кузнечные молоты, копры);

г) прочие машины с неустановившимся движением и неравномерным характером воздействия на фундаменты (прокатные станы, металлорежущие станки).

По своей конструкции фундаменты под машины делятся на массивные и рамные. Наибольшее распространение имеют массивные фундаменты, которые применяют при установке машин почти всех видов. Рамные фундаменты обычно устраивают лишь для высокочастотных машин (турбоагрегаты, мотор-генераторы).

Массивные фундаменты устраивают в виде плиты или сплошного призматического блока с выемками, шахтами и отверстиями для размещения и крепления машины и обеспечения удобств при ее обслуживании. Такие фундаменты сооружают под машины, устанавливаемые над уровнем пола нижнего этажа здания.

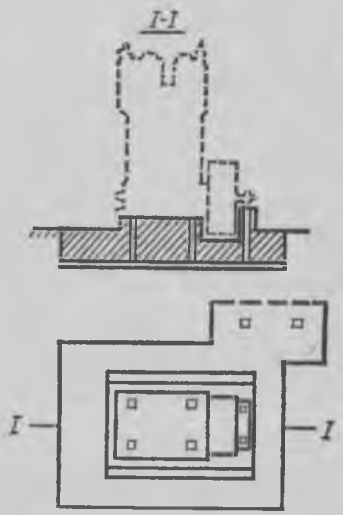

Рис. 85. Фундамент в виде плиты под двухцилиндровый компрессор

При возвышении машины на высоту нижнего (цокольного) этажа применяют массивные фундаменты стенового типа, называемые также фундаментами с подвалом. Стеновые фундаменты имеют развитую надземную часть и состоят из опорной плиты с расположенными на ней продольными и поперечными стенами. Некоторые примеры массивных фундаментов приведены на рис. 84, 85 и 86.

Для массивных фундаментов применяют бетон марки не ниже 100. При этом для фундаментов под молоты при весе падающих частей свыше 3 *т* его марку берут не менее 150. Фундаменты армируют конструктивно. Неармированный бетон допускают лишь для фундаментов небольших размеров, устраиваемых под машины малой мощности. Иногда находит применение и бутобетон. В необводненных грунтах разрешается кладка фундаментов из хорошо обожженого кирпича на цементном растворе, но такие фундаменты в строительстве встречаются теперь редко.

Рамные фундаменты в основном представляют собой многостоечную жесткую пространственную конструкцию, стойки которой внизу заделаны в мощную опорную плиту. Машину устанавливают на площадке, образуемой горизонтальными ригелями. Для рамных фундаментов применяют главным образом железобетон, которые возводят преимущественно из сборных элементов. Встречаются также и металлические рамные фундаменты, но их распространение невелико из-за большого расхода металла.

Задание на проектирование фундамента должно содержать техническую характеристику машины, включая данные о нагрузках, а также чертежи габаритов верхней части фундамента с указанием расположения каналов, выемок и отверстий для болтов и других

деталей. Нужны также чертежи всех коммуникаций, примыкающих к фундаменту или проходящих через его тело. В состав задания включаются данные о геологических и гидрогеологических условиях площадки, ее застроенности, физико-механических свойствах грунтов основания, а также данные о конструктивных особенностях здания и его фундаментах.

При проектировании фундамента размеры и форму верхней его части назначают в соответствии с чертежами, представленными заводом-изготовителем машины, с которым согласовывают всякие отступления от проекта. Стремятся, чтобы центр тяжести всей установки и центр тяжести площади подошвы фундамента находились на одной вертикали. Эксцентриситеты допускают небольшие — не более 3—5 % от размера той стороны, в направлении которой происходит смещение.

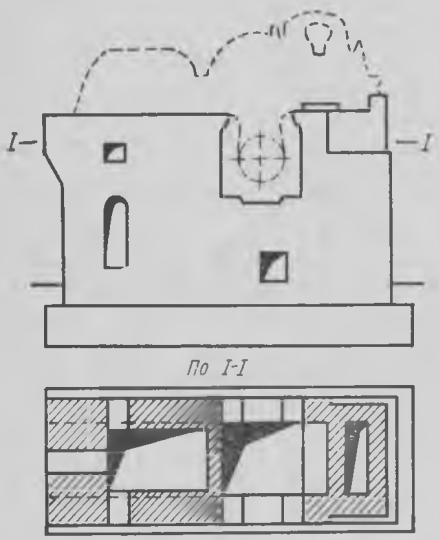

Рис. 86. Фундамент стенового типа под турбогенератор

Фундаменты под машины рекомендуется устраивать возможно меньшей высоты по сравнению с размерами в плане. Это ведет к уменьшению плеча горизонтальных возмущающих сил, а развитие опорной площади фундамента в плане выгодно увеличивает момент сил реакции грунта, распределенных по его подошве. Такие фундаменты работают спокойнее и меньше влияют на соседние фундаменты зданий и установок. По этой же причине считают возможным располагать несколько машин на одном общем фундаменте.

Глубину заложения фундаментов под машины назначают в зависимости от геологических условий площадки и независимо от отметки заложения фундаментов здания и соседних установок. Различие в глубине заложения фундаментов практически не влияет на интенсивность передачи колебаний через грунт. Для фундаментов подвального типа, кроме того, считают, что их заглубление, по соображениям надежности работы основания, не должно быть менее $^1/_4$ высоты надземной части и во всяком случае не менее 1 *м*.

При заложении подошвы фундамента ниже горизонта грунтовых вод, обладающих агрессивными свойствами по отношению к материалу их кладки, принимают меры к ее защите от вредного воздействия этих вод (гидроизоляцию, пуццолановые добавки и т. п.).

Кладку фундаментов в местах возможного попадания на нее технических масел защищают цементной штукатуркой с железнением, обмазкой жидким стеклом и другими аналогичными средствами.

§ 48. Расчетные характеристики для грунтов оснований

При фундаментах малой высоты и с развитой площадью их подошвы фактическая нагрузка на основание получается небольшой, обычно менее 1,0 *кГ/см²*, и лишь для фундаментов подвального типа она может достигать 1—2 *кГ/см²*. Это позволяет возводить фундаменты под машину на весьма разнообразных грунтах, используя их в качестве естественного основания и не принимая каких-либо мер по искусственному укреплению.

Исключением являются грунты, содержащие органические вещества, примеси строительного мусора, илистые, торфянистые и другие включения, способные вследствие неоднородного состава и значительной сжимаемости давать большие и неравномерные осадки.

При проектировании фундаментов под машины нагрузку на грунт допускают в пределах величин, установленных нормами для условий статического давления на основание и взятых с уменьшением на некоторый коэффициент α, зависящий от вида машины. Для фундаментов под машины с кривошипно-шатунным механизмом прокатные станы и металлорежущие станки принимают $\alpha=1$. Для фундаментов под турбоагрегаты, дробильное оборудование и мельничные установки берут $\alpha=0{,}8$, а для фундаментов под молоты считают $\alpha=0{,}4$.

Решение задачи о колебаниях фундаментов, вызванных работой машин, представляет большие трудности. Приходится рассматривать сложную колебательную систему, состоящую из нескольких связанных между собой материальных тел, значительно отличающихся друг от друга по форме, размерам и упругим свойствам.

Разработка этой задачи оказалась возможной лишь на основе некоторых допущений, где машину и фундамент рассматривают как твердые тела, а грунт — как упругое основание. Считают, что колебания фундамента машины будут определяться местными упругими деформациями грунта его основания $S_{упр}$, зависимость которых от нагрузки p принимают по формуле

$$p = C_{упр} S_{упр}, \qquad (148)$$

где $C_{упр}$ — коэффициент упругости грунта.

При работе машины могут возникать вертикальные, вращательные и горизонтальные колебания. В связи с этим для расчета колебаний фундаментов используют три вида коэффициентов упругости грунта:

коэффициент упругого равномерного сжатия C_z;

коэффициент упругого неравномерного сжатия C_φ;
коэффициент упругого сдвига C_x.

Основной расчетной характеристикой является коэффициент упругого равномерного сжатия грунта C_z. Для определения других характеристик согласно опытным данным принимают $C_\varphi = 2C_z$ и $C_x = 0{,}7C_z$.

Подставив в выражение 148 вместо $S_{упр}$ значение осадки из формулы 96, получим

$$C_z = -\frac{E_{упр}}{K_0 \sqrt{F}\,(1-\mu^2)}, \qquad (149)$$

где $E_{упр}$ — модуль упругости грунта, для определения которого берут из испытаний его штампом значение лишь упругой осадки, измеренной при некоторой нагрузке p;
F — площадь подошвы фундамента.

Из этой формулы видно, что коэффициент C_z является комплексной характеристикой. Он зависит не только от свойств грунта, но также от размеров и формы подошвы фундамента. Поэтому в расчетах фундаментов под машины рекомендуют применять значения C_z, найденные опытным путем.

Табличные величины C_z являются ориентировочными. Их применяют главным образом для предварительных расчетов. В таблицах (см. СН 18—58), при способности грунта воспринять давление в 1, 2, 3, 4 и 5 *кГ/см²*, приводятся значения C_z, соответственно равные 2, 4, 5, 6, и 7 *кГ/см²*. Их принимают для фундаментов с площадью подошвы $F = 10$ *м²* и более.

При меньшей площади F значения C_z увеличивают умножением на $\sqrt{10/F}$. Так поступают, приближенно учитывая, что в действительности величина коэффициента C_z, как показали исследования, уменьшается с увеличением площади F значительно медленнее, чем это следует из формулы 149.

В дополнение к изложенному следует еще отметить исследования О. А. Савинова по определению коэффициентов C_z, C_φ и C_x. Он, исходя из решения задачи о равновесии жесткого прямоугольного штампа на упругом основании, предложенного М. М. Филоненко-Бородичем, получил для их определения следующие формулы:

$$\left.\begin{aligned} C_z &= C_0\left[1+\frac{2\,(l+b)}{\Delta_0 F}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}},\\ C_\varphi &= C_0\left[1+\frac{2\,(l+3b)}{\Delta_0 F}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}},\\ C_x &\approx 0{,}7C_z, \end{aligned}\right\} \qquad (150)$$

где C_0 — коэффициент упругости основания, не зависящий от размеров подошвы фундамента (в *кГ/см³* или в *Т/м³*);

Δ_0 — коэффициент, зависящий от упругих свойств грунта и имеющий практически постоянное значение, равное 1 $м^{-1}$;

p — удельное давление на основание от веса фундамента и машины;

p_0 — удельное давление от опытного штампа при испытаниях, производившихся для определения коэффициента C_0;

l и b — размеры прямоугольной подошвы фундамента, имеющей площадь $F=lb$, из которых для определения C_φ принимают в качестве b сторону, расположенную перпендикулярно плоскости вращательных колебаний.

Примерные значения C_0, найденные при $p_0=2Т/м^2$, приведены в табл. 17.

Таблица 17

Грунты	C_0, $кГ/см^3$
Пески:	
гравелистые, крупные и средней крупности независимо от состояния плотности и влажности	1,2—1,6
то же, мелкие	1,0—1,2
пылеватые, очень влажные и насыщенные водой	0,8—1,0
Глинистые грунты:	
твердые	2,0—3,0
пластичные	1,0—2,0
пластичные в состоянии, близком к границе текучести	0,5—1,0

Вместо C_z, C_φ и C_x в расчетах фундаментов под машины часто применяют аналогичные им характеристики K_z, K_φ и K_x. Их называют коэффициентами жесткости основания и определяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} K_z &= C_z F; \\ K_\varphi &= C_\varphi I; \\ K_x &= C_x F, \end{aligned}\right\} \qquad (151)$$

где F и I — площадь подошвы фундамента и момент ее инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести этой площади перпендикулярно плоскости вращательных колебаний.

§ 49. Фундаменты под машины с динамическими нагрузками периодического действия

Под влиянием неуравновешенных сил инерции движущихся частей механизмов машины и неуравновешенных моментов этих сил, называемых в общем виде возмущающими нагрузками, фундамент приходит в колебательное движение. Эти колебания, вообще

говоря, неизбежны, но важно, чтобы они были относительно невелики, а их амплитуды не превышали установленных нормами величин. Считают, что при числе оборотов менее 200, а также в пределах от 200 до 400 и, наконец, свыше 400 в минуту допускаемые амплитуды колебаний фундаментов не должны соответственно превышать 0,25; 0,20 и 0,15 *мм*.

Определение амплитуд вертикальных и горизонтальных колебаний A_z и A_x (в линейных мерах), а также вращательных колебаний A_φ (в радианах) производят соответственно по следующим формулам:

$$A_z = \frac{P_z}{K_z - m\omega^2}, \tag{152}$$

$$A_x = \frac{(K_\varphi + K_x h_2^2 - \theta\omega^2) P_x + K_x h_2 M}{\Delta}, \tag{153}$$

$$A_\varphi = \frac{K_x h_2 P_x + (K_x - m\omega^2) M}{\Delta}, \tag{154}$$

где P_z и P_x — вертикальная и горизонтальная составляющие возмущающих сил;

M — возмущающий момент, равный моменту горизонтальных составляющих возмущающих сил, приведенных к оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний;

θ — момент инерции массы всей установки относительно оси, проходящей через общий ее центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний;

ω — угловая частота вращения машины, означающая число колебаний в 2π *сек* (если число оборотов машины в минуту N, то $\omega = 0{,}105\ N$);

h_2 — расстояние от общего центра тяжести установки до подошвы фундамента.

Входящая в формулы 153 и 154 величина Δ имеет значение:

$$\Delta = m\theta\omega^4 - (K_\varphi m + K_x h_2^2 m + K_x \theta)\,\omega^2 + K_\varphi K_x. \tag{155}$$

Для фундаментов под горизонтальные машины считают возможным расчет ограничить лишь вычислением амплитуды колебаний в направлении, параллельном скольжению поршней, и не учитывать влияние вертикальной составляющей. Амплитуда колебаний верхней грани фундамента в этом случае определится:

$$A = A_x + A_\varphi h_1, \tag{156}$$

где h_1 — расстояние от верхней грани фундамента до центра тяжести установки.

При расчете фундаментов вертикальных машин амплитуду горизонтальных колебаний определяют только для направления,

перпендикулярного главному валу машины. Амплитуду вертикальных колебаний вычисляют лишь применительно к действию вертикальной составляющей возмущающих сил P_z.

Формулы 153 и 154 можно несколько упростить для отдельных частных случаев соотношения размеров подошвы фундамента к его высоте. Если сторона подошвы фундамента, взятая в направлении скольжения поршней для горизонтальных машин или перпендикулярно оси главного вала для вертикальных машин, превысит более чем в 3 раза высоту фундамента, считают возможным определять лишь амплитуду горизонтальных колебаний верхней его грани по формуле

$$A'_x = \frac{P_x}{K_x - m\omega^2}. \tag{157}$$

Если же указанная длина фундамента окажется меньше половины его высоты, вычисляют лишь амплитуду вращательных колебаний по формуле

$$A'_\psi = \frac{P_x H}{K_x - \theta_0 \omega^2}, \tag{158}$$

где H — расстояние от оси вращения вала машины до подошвы фундамента.

Входящая в форму величина θ_0 имеет следующее значение:

$$\theta_0 = \theta + mh_2^2. \tag{159}$$

Амплитуда колебаний для верхней грани фундамента в данном случае определится из выражения

$$A = hA'_\psi. \tag{160}$$

При установке нескольких машин на общей фундаментной плите ее условно разбивают на участки по числу машин и рассматривают каждый такой участок как самостоятельный фундамент. Значения допустимой амплитуды колебаний в данном случае принимают на 30% больше, чем для отдельно возводимых фундаментов.

§ 50. Фундаменты под кузнечные молоты

Кузнечные молоты подразделяют на ковочные и штамповочные. Ковочные молоты отличаются раздельной установкой станины и шабота на фундаменте, а у штамповочных станина располагается непосредственно на шаботе.

Фундаменты под молотом устраивают в виде жестких плит или монолитных блоков. При установке шабота на фундамент между ними кладут дубовую прокладку, размеры которой даются заводом-изготовителем. Легкие молоты (при весе падающих частей до 1 T) разрешается устанавливать на общей плите и применять для устройства подшаботной прокладки лиственницу и сосну.

Минимальную толщину подшаботной части фундамента принимают по табл. 18.

Таблица 18

Минимальная толщина $h_п$ подшаботной части фундамента

Номинальный вес падающих частей молота, T	$h_п$, *м*
До 1	1,00
От 1 до 2	1,25
» 2 » 4	1,75
» 4 » 6	2,25

Верхнюю часть кладки фундамента при весе падающих частей молота до 1, от 1 до 3 и от 3 до 6 T конструктивно армируют соответственно 2, 3 и 4 сетками с ячейками по 100 *мм* из Ст. 5, применяя арматуру диаметром 10—12 *мм* периодического профиля. Сетки устанавливают горизонтально на расстоянии 100—200 *мм* друг от друга, связывая между собой в каркасы. У подошвы фундамента укладывают самостоятельную сетку с ячейками 150—200 *мм* из Ст. 3 или Ст. 5 периодического профиля с диаметром стержней соответственно 16—20 и 14—16 *мм*.

Вес и площадь подошвы фундамента подбирают с таким расчетом, чтобы статическое давление на основание находилось в пределах допустимого, а амплитуда собственных колебаний не превышала 1,2 *мм* и была не более 0,8 *мм* при строительстве на гравелистых грунтах или песках крупных и средней крупности, находящихся в водонасыщенном состоянии.

При строительстве на мелких и пылеватых водонасыщенных песках в целях борьбы с недопустимыми колебаниями конструкций зданий и сооружений рекомендуется применять фундаменты с виброизоляцией или даже сваи. Вообще же виброизолированные фундаменты под молоты применимы и при других грунтовых условиях, так как они не только снижают распространение колебаний в грунте, но нередко оказываются и более экономичными в сравнении с обычными фундаментами, устроенными без виброизоляции.

При расчете фундамента под молот определяют скорость движения ударной его части, которую вычисляют:

а) для молотов одиночного действия по формуле

$$v = 0{,}9\sqrt{2gh_0}; \tag{161}$$

б) для молотов двойного действия

$$v = 0{,}65\sqrt{2gh_0\frac{pf + Q_0}{Q_0}}, \tag{162}$$

где Q_0 — вес падающих частей молота;
h_0 — рабочая высота их движения;
pf — давление пара или воздуха на поршень;
g — ускорение силы тяжести.

Вес фундамента Q (с молотом) и площадь его подошвы при заданном значении амплитуды вертикальных колебаний A_z и при условии, что давление на основание составит от принимаемого при статической нагрузке R долю, оцениваемую коэффициентом $\alpha=0{,}4$, можно (по Д. Д. Баркану) определить по следующим формулам

$$Q=\frac{(1+\varepsilon)\,Q_0 v}{A_z}\sqrt{\frac{\alpha R}{g\kappa C_z}}; \tag{163}$$

$$F=\frac{(1+\varepsilon)\,Q_0 v}{A_z\sqrt{\alpha R g\kappa C_z}}, \tag{164}$$

где ε — коэффициент восстановления скорости при ударе, принимаемый соответственно 0,5 и 0 при штамповке изделий из стали и из цветных металлов и 0,25 — для ковочных молотов;

κ — эмпирический коэффициент, равный 3 и принимаемый для повышения значения C_z в расчете фундаментов под молоты.

Если при некоторых заданных размерах фундамента требуется определить амплитуду его колебаний A_z, то формула 164 получит вид

$$A_z=\frac{(1+\varepsilon)\,Q_0 v}{\sqrt{g\kappa C_z F Q}}. \tag{165}$$

Наибольшие напряжения в подшаботной прокладке определятся:

$$\sigma=(1+\varepsilon)\,Q_0 v\sqrt{\frac{E_д}{gF_1 Q_1 \lambda}}, \tag{166}$$

где Q_1 — вес шабота, а для штамповочных молотов — шабота и станины;

F_1 — опорная площадь шабота;

λ — толщина подшаботной прокладки;

$E_д$ — модуль упругости для материала подшаботной прокладки, принимаемый равным 50 000 $T/м^2$ — для дуба и 30 000 $T/м^2$ — для лиственницы и сосны.

Найденное по формуле 166 значение σ для прокладок из дуба, лиственницы и сосны не должно превышать соответственно 400, 250 и 200 $T/м^2$.

§ 51. Меры борьбы с вибрациями

Фундамент работающей машины является источником колебаний, вызывая тем самым распространение в толще грунтов продольных и поперечных волн. Появляются также и поверхностные волны, которые для практических целей представляют наибольший интерес, так как в пределах глубины их распространения в грунте обычно и закладываются фундаменты различных зданий и сооружений, являющиеся приемниками колебаний.

Для определения амплитуды колебаний поверхностных волн на некотором удалении от источника колебаний можно воспользоваться следующей, известной в сейсмологии, формулой академика Б. Б. Голицына:

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}}\, e^{-\alpha (r - r_0)}, \qquad (167)$$

где A_r и A_0 — амплитуды поверхностных волн на расстоянии r от источника возмущения и в непосредственной близости от него на расстоянии r_0, равном наибольшей стороне подошвы фундамента;

α — коэффициент затухания, величина которого по опытным данным колеблется в пределах от 0,03 до 0,1 $м^{-1}$.

Эта формула дает возможность определить амплитуду вертикальной составляющей колебаний грунта, когда фундамент, являющийся источником возмущения, совершает вертикальные колебания, и амплитуду радиальной составляющей, если он колеблется в горизонтальном направлении.

Если амплитуды колебаний фундамента машины не превышают допускаемых величин, влияние распространяющихся в грунте колебаний на соседние, не очень близкие фундаменты, невелико. Исключением могут быть отдельные фундаменты зданий и установок, собственная частота колебаний которых оказалась по той или иной причине близкой к частоте колебаний, распространяющихся в грунте от работающей машины. Такие фундаменты, даже при сравнительно большом удалении от источника возмущения, ведут себя неспокойно и нормальный режим их эксплуатации нарушается.

Устранение этих недостатков представляет сложную техническую задачу, и оно связано в первую очередь с уменьшением динамических воздействий на грунты от фундамента работающей машины. Кроме того, в практике строительства встречаются также случаи повышенных требований к ограничению распространения колебаний в грунте, если вблизи имеются жилые здания, лечебные учреждения или установки точных приборов и станков, чувствительные к сотрясениям.

В целях уменьшения вибраций проектируемого фундамента и их воздействия на соседние сооружения и установки стремятся выбрать более спокойные и уравновешенные машины и рационально разместить их в помещениях. Считают также полезным предварительное уплотнение и укрепление грунтов основания. В необходимых случаях применяют различные средства к гашению колебаний и их амортизации.

Гашение колебаний фундамента достигается присоединением к нему некоторой массы, например, в виде консольных уширений, устроенных внизу у его подошвы. Для гашения горизонтальных колебаний эффективно применение плиты, уложенной на поверхности грунта и соединенной с вибрирующим фундаментом гибкой связью

(по Н. П. Павлюку и А. Д. Кондину). В некоторых случаях присоединяемую к фундаменту плиту выносят для удобства за пределы стен здания.

Иногда применяют и динамические гасители в виде массы, присоединенной к фундаменту пружинами. Динамические гасители требуют специального расчета и настройки при монтаже. Их применение для низкочастотных машин затруднительно и не всегда оказывается возможным.

Для уменьшения динамического воздействия машины на фундамент применяют пружинные амортизаторы и различные упругие прокладки (рис. 87). Наилучшие результаты дают пружинные амортизаторы, которые применяют в наиболее ответственных случаях и главным образом при установке неуравновешенных машин.

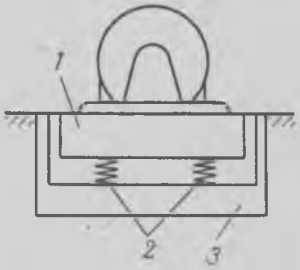

Рис. 87. Схема устройства фундамента с амортизаторами:

1 — опорная рама или плита с установленной машиной; *2* — амортизаторы; *3* — нижняя часть фундамента (подушка)

Вибропрокладки используют для высокочастотных машин. Однако при их применении необходимо учитывать, что прокладки, изготовленные из листовой резины, прессованной пробки или других аналогичных материалов, с течением времени изменяют свои свойства и постепенно утрачивают способность амортизации колебаний. Поэтому вибропрокладки можно применять лишь в условиях, когда имеется возможность легкой замены новыми.

Применение амортизаторов производят на основе динамического расчета, излагаемого в специальных трудах. Расчет дает возможность обосновать наиболее выгодные условия для режима колебаний самого двигателя и его фундамента. Если эти условия окажутся нарушенными, амортизатор из глушителя колебаний может обратиться в резонатор, и колебания фундамента станут значительно сильнее, чем при установке машины без амортизаторов. Аналогичную роль играет, в частности, рессорное подвешивание кузовов вагонов и автомобилей. С помощью рессор уменьшаются колебания, но при резонансе рессоры, наоборот, будут значительно их увеличивать.

Глава XII

ЗАЩИТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ГРУНТОВЫХ ВОД

§ 52. Общие сведения

Грунтовые воды при высоком уровне их стояния могут затоплять подвальные помещения и создавать в них сырость. Под влиянием капиллярных сил влага может распространиться вверх по порам

кладки стен и вызвать сырость также в нижних этажах здания. Все это влечет нарушение санитарных условий помещений, способствует развитию гнили и заражению грибком деревянных частей здания.

Теплозащитные свойства наружных стен с появлением сырости понижаются, а при замерзании накопившейся в их порах воды происходит механическое разрушение материала. Если грунтовые воды обладают еще и агрессивными свойствами по отношению к бетону, интенсивность разрушения фундаментов и других подземных частей сооружения увеличивается.

Чтобы защитить здания и сооружения от вредного воздействия грунтовых вод, ведут борьбу с проникание атмосферных осадков в грунт, устраивают дренажи для его осушения и применяют гидроизоляцию.

Отвод поверхностных вод и осушение грунтов дренажами улучшают условия строительства фундаментов и последующую эксплуатацию подвальных и подземных помещений. Эти мероприятия облегчают также выбор типа гидроизоляции, если в ее устройстве встречается необходимость.

В настоящее время известно много видов гидроизоляции, различающихся по своей надежности, стоимости и сложности устройства. Из них в каждом конкретном случае необходимо выбрать наиболее рациональный тип, чтобы в комплексе с другими водозащитными мероприятиями обеспечить заданный режим влажности в изолируемых помещениях на весь срок их службы. Предпочтение следует отдать такому решению, которое является наиболее экономичным, удобным в эксплуатации и позволяет осуществить выполнение намеченных работ в короткий срок.

Правильное решение этой задачи возможно, если при инженерно-геологических изысканиях будут собраны все необходимые материалы, освещающие гидрогеологические условия территории строительства и выявлены все причины, вызывающие переувлажнение грунтов.

§ 53. Основные мероприятия по осушению грунтов

Отвод дождевых и талых вод с площадки строительства является важнейшим мероприятием по защите грунтов от переувлажнения. Этот отвод обеспечивают выполнением вертикальной планировки территории застройки, которая заключается в придании местности определенных уклонов. В целях уменьшения стоимости работ стремятся сбалансировать объемы насыпей и выемок.

Для дальнейшего отвода поверхностных вод отрывают в необходимых местах водоотводные канавы, а для перехвата вод, стекающих по склону, устраивают нагорные канавы и каналы.

В застроенной местности, где по условиям благоустройства и планировки применение открытой системы водоотвода затруднительно, устраивают закрытые лотки и ливневую канализацию.

Чтобы избежать накопления воды во время строительства в пазухах котлованов, их следует после устройства фундаментов немедленно и тщательно заполнить хорошо утрамбованным грунтом. При необходимости применяют грунт, перемешанный перед засыпкой с нефтяными или дегтевыми материалами для придания ему свойств гидрофобности (несмачиваемости водой). Поверхность засыпки пазух тщательно планируют с уклоном в сторону от сооружения и покрывают отмосткой.

Для осушения грунтов применяют дренажи — горизонтальные и вертикальные. Последние устраивают в виде водопоглощающих колодцев и скважин. Горизонтальные дренажи бывают однолинейные, двухлинейные и кольцевые, а также комбинированной системы, если они сочетаются с вертикальными дренами.

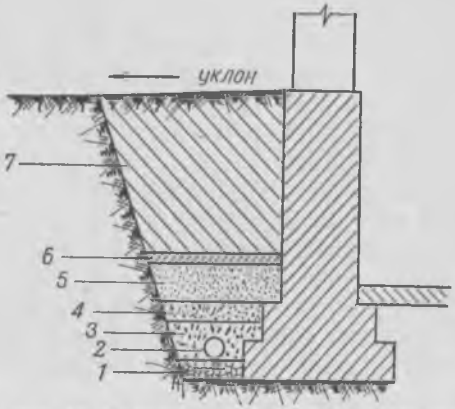

Рис. 88. Схема устройства прифундаментного дренажа:

1 — щебеночная подготовка; *2* — дренажная труба; *3* — гравий; *4* — крупный песок; *5* — мелкий песок; *6* — мох или дерн, повернутый вниз травой; *7* — засыпка из местного грунта

Однолинейные дренажи в зависимости от назначения и положения на местности подразделяют на *головные и береговые*. Головные дренажи служат для перехвата грунтовых вод, притекающих с нагорной стороны к сооружению. Береговые дренажи применяют для защиты сооружений и территорий от подтопления грунтовыми водами при высоком стоянии воды в реке или водоеме. Однолинейные дренажи часто дополняют у концов одной или двумя поперечными дренами, что придает им в плане Г- и П-образное очертание. При наличии двух дрен — головной и береговой — система дренажа будет двухлинейной.

Если необходимо осушить грунты равномерно на всей территории, применяют систематический дренаж. Он состоит из дрен осушителей и дрен коллекторов, отводящих собранную воду в водоприемник. Для осушения небольших площадок устраивают по их контуру кольцевой дренаж.

Для отдельных зданий и сооружений кольцевую дрену, чтобы сократить объем земляных работ, обычно располагают непосредственно у фундамента (рис. 88). Такой дренаж называют *прифундаментным* и ему обеспечивают положение примерно на 0,5 *м* ниже пола подвала. Применяют также *пластовый дренаж*, который представляет собой слой песчано-гравелистого материала, уложенного под всем сооружением. Воду из него отводят с помощью обычных трубчатых дрен.

При устройстве горизонтальных дренажей обычно используют керамические трубы. Их укладывают в траншеи на слой щебеночной подготовки и обсыпают сначала гравием, а затем песком и закрывают сверху хорошо утрамбованным местным грунтом. Для обеспечения стока воды горизонтальные дренажи устраивают с уклоном от 0,01 (закрытые лотки) до 0,0005 (магистральные коллекторы). Если по условиям рельефа местности отвести дренажами воду нельзя, организуют систематическую откачку собранной ими воды, если такой режим работы дренажей экономически будет оправдан.

Осушение грунтов дренированием является одной из наиболее важных задач в комплексе водозащитных мероприятий. В качестве примера можно указать на постройку в довоенный период в Москве крупного сооружения, получившего название «дренаж Замоскворечья». Его устройство было вызвано повышением уровня воды в Москве-реке на 3 *м* в связи с сооружением канала имени Москвы и переустройством Перервинской плотины. Вследствие этого огромный район Замоскворечья между Обводным каналом и Даниловским монастырем площадью около 500 *га* и протяжением вдоль реки 4,5 *км* оказался под угрозой подтопления грунтовыми водами.

Чтобы не пострадало большое количество предприятий и различных зданий от затопления подвалов и развитой подземной сети, был устроен береговой дренаж, оборудованный насосными станциями. Они ведут откачку всей собираемой дренажом воды, в результате чего уровень грунтовых вод поддерживается примерно в прежнем положении.

Устройство дренажа для целого района Замоскворечья оказалось значительно более простым и выгодным, чем производство сложных гидроизоляционных работ для огромного количества подвальных помещений существующих зданий и подземных коммуникаций.

Осушение грунтов обычно способствует понижению уровня грунтовых вод, что необходимо учитывать при строительстве на застроенной территории, если расположенные вблизи здания и сооружения возведены на деревянных сваях. Верхушки этих свай при понижении уровня грунтовых вод могут оголиться и станут загнивать, а фундаменты начнут получать большие и неравномерные осадки.

Такое загнивание свай произошло, в частности, под зданиями Большого и Малого театров в Москве, где вследствие заключения в трубу реки Неглинки и устройства ливневой канализации уровень грунтовых вод значительно снизился и сваи оголились почти на 2 *м*. Это вызвало необходимость в проведении работ по реконструкции фундаментов и закреплению грунтов в основаниях указанных зданий.

§ 54. Виды гидроизоляции и материалы для ее устройства

Гидроизоляцию применяют, если она экономична и имеет преимущества по техническим и эксплуатационным данным в сравнении с мероприятиями по осушению грунтов. Ее используют также в слу-

чаях, когда одного осушения недостаточно для обеспечения требуемого режима влажности в подвальных и подземных помещениях.

Для выбора вида гидроизоляции все изолируемые помещения делят на три категории. К первой из них относят помещения, в которых допускаются лишь отдельные сырые пятна площадью не более 1% поверхности ограждаемых конструкций, ко второй и третьей — помещения, где площадь влажных участков не превышает 20% указанной поверхности, при этом в помещения третьей категории допускается выделение капельной влаги (кроме потолка). Эту влагу собирают и отводят в приямки, а температурно влажностный режим регулируют средствами отопления и вентиляции.

Гидроизоляцию устраивают в виде оболочки, защищающей помещения от проникания воды. В зависимости от способа ее устройства и рода применяемых материалов гидроизоляцию подразделяют на штукатурную цементную и асфальтовую, окрасочную битумную и из синтетических материалов, оклеечную битумную и пластмассовую, металлическую. Самая дешевая из них окрасочная битумная, а самая дорогая — металлическая. Стоимость штукатурной изоляции в 2—3 раза, окрасочной из синтетических материалов в 5 раз, а оклеечной пластмассовой в 10—15 раз выше, чем окрасочной битумной гидроизоляции.

Гидроизоляцию, как правило, располагают с наружной стороны помещения, чтобы она действием напора грунтовых вод была прижата к изолируемой поверхности. Кроме того гидроизоляцию оклеечного типа и некоторые виды асфальтовой гидроизоляции ограждают снаружи защитной стенкой. Металлическую гидроизоляцию всегда устраивают внутри помещения. Наибольшей стойкостью против агрессивного действия грунтовых вод обладает гидроизоляция пластмассовая и из синтетических, а также чистых битумных материалов.

При выборе типа гидроизоляции учитывают, что асфальтовые и битумные материалы, а также некоторые пластмассы отличаются ползучестью. На такую гидроизоляцию нельзя допускать растягивающих и сдвигающих усилий, а сжимающие нагрузки не должны превышать 5 *кГ/см*². При применении полиизобутиленовых листов сжимающее давление ограничивают лишь 3 *кГ/см*².

При проектировании гидроизоляции ведут также разработку отдельных деталей ее устройства — гидроизоляцию стыков и швов, отверстий для пропуска внутрь помещений труб, кабелей и т. п. Все эти подробности излагают в специальной литературе, нормах и указаниях (см. СН 301—65).

В простейшем случае, когда необходима, например, защита от распространения вверх капиллярной влаги, гидроизоляцию устраивают в виде горизонтальных прослойков их рулонных материалов, уложенных на битумной мастике. В тех же целях используют и пластмассовые листы, которые укладывают в один слой насухо со склейкой или сваркой швов.

В сейсмических районах и при воздействии горизонтальных сил противокапиллярные просклойки устраивают из слоя цементного раствора составом 1 : 2 толщиной 2—3 *см* желательно с применением уплотняющих добавок (алюминат натрия, жидкое стекло, хлорное железо и др.). Учитывают, что прокладки из битумных и пластмассовых материалов здесь неприменимы вследствие их ползучести.

Штукатурная цементная гидроизоляция представляет собой покрытие толщиной 25—30 *мм*. Для ее устройства применяют цементы того же наименования, что и в бетоне сооружения. Из них готовят для штукатурных работ растворы составом от 1 : 1 до 1 : 2. В агрессивной среде используют глиноземистые цементы или портландцементы с добавками (диатомиты, туфы, трассы, шлаки, золы, вулканические пеплы). Необходимую добавку выбирают в зависимости от вида агрессивности воды и характера растворенных в ней веществ.

Перед началом работ изолируемую поверхность очищают от пыли, грязи и увлажняют. Раствор наносят способом торкретирования при помощи цемент-пушки или установки «Пневмобетон» под давлением сжатого воздуха. Намет каждого следующего слоя производят после схватывания предыдущего. Считают (по СН 301—65), что намет двух слоев общей толщиной 25 *мм* и трех — толщиной 30 *мм* достаточен для гидроизоляционной защиты при напоре воды до 10 *м* и от 10 до 20 *м*.

Штукатурную гидроизоляцию для повышения эффективности ее водозащитных свойств покрывают еще слоем окрасочной битумной гидроизоляции.

При небольших объемах работ (до 100 $м^2$) цементную гидроизоляцию допускается наносить ручным способом, но только в помещениях III категории и, как правило, при безнапорных водах. Поверхность свеженанесенного слоя следует затирать цементом («железнить»). В случае устройства гидроизоляции ручным способом от воздействия напорных вод (допускается напор не более 2 *м*) применяют растворы на водонепроницаемом безусадочном цементе (ВБЦ) или вводят в него уплотняющие добавки.

Штукатурную асфальтовую гидроизоляцию устраивают из асфальтобитумных материалов, которые наносят на изолируемую поверхность в горячем и холодном виде. В горячем виде применяют битумные мастики, приготовленные из смеси расплавленного битума с минеральным порошком или асбестом, а также растворы, получаемые из смеси того же битума с минеральным порошком, асбестом и песком. В холодном виде используют асфальтовые мастики, приготовленные из смеси с минеральным порошком битумных эмульсионных паст.

Устраиваемую гидроизоляцию наносят на изолируемую поверхность механизированным способом в несколько слоев (наметов). При использовании горячих асфальтовых мастик толщину отдель-

ного слоя принимают равной 3—5 *мм*, а для асфальтовых растворов 4—6 *мм*.

Для защиты от проникания капиллярной влаги считают достаточным устройство одного такого слоя. При гидростатическом напоре до 5 *м* количество указанных слоев удваивают, а при более высоком напоре его утраивают. В случае устройства гидроизоляции из холодных эмульсионных мастик толщину отдельного слоя намета принимают от 2 до 4 *мм*. Для защиты от капиллярной влаги гидроизоляцию устраивают из двух таких слоев общей толщиной 5—7 *мм*.

При воздействии напорных вод количество наметов увеличивают с таким расчетом, чтоб при напоре до 10 *м* общая толщина изоляционного покрова была равна 10—15 *мм*, а при более высоком напоре — не менее 15—20 *мм*.

Горячую асфальтовую гидроизоляцию обычно устраивают без применения защитных ограждений, но для ее нанесения требуется высушивание изолируемой поверхности, ее насечка и грунтовка разжиженным битумом. Гидроизоляцию из холодных асфальтовых мастик покрывают в горизонтальных плоскостях стяжкой из цементного раствора или бетона, а в вертикальных — ее ограждают защитной стенкой из кирпича, бетонных плит или слоя цементной штукатурки толщиной 1—2 *см*, армированной при высоте более 2 *м*.

Защитную стенку можно не устраивать, если нанесенный слой гидроизоляции обсыпается талым песком или когда последняя доступна для периодического осмотра и ремонта.

Высушивать изолируемые поверхности не требуется, но каждый следующий слой холодной асфальтовой гидроизоляции можно наносить лишь после как затвердеет предыдущий. Этот вид гидроизоляции неприменим при общекислотной агрессии, а также для защиты стальных конструкций от коррозии блуждающими токами.

Кроме штукатурной применяют также литую асфальтовую гидроизоляцию из горячих мастик и растворов. Ее устраивают путем розлива на изолируемой поверхности расплавленных асфальтобитумных материалов. У стен их заливают последовательно слоями по 20÷40 *см* высотой в зазор, оставленный между изолируемой поверхностью и специально установленной опалубкой.

Окрасочная битумная гидроизоляция представляет собой тонкую оболочку, которую получают в результате окраски изолируемой поверхности горячими или разжиженными битумами. Применяют нефтяные битумы марок БН-III и БН-IV. Для разжижения используют керосин, лигроин, соляровое масло, а битум расплавляют и охлаждают до температуры 120°. При использовании быстро улетучивающихся разжижителей (бензин, бензол) охлаждение битума ведут до 80°. Изолируемые поверхности очищают от грязи и выравнивают цементной штукатуркой, смягчая при этом углы срезкой на фаску или устройством закруглений.

Подготовленные таким образом поверхности хорошо просушивают и грунтуют за 1—2 раза разжиженным битумом. После этого их

окрашивают за 2—4 раза горячими или разжиженными битумами, в результате чего получают гидроизоляционное покрытие толщиной 3÷6 *мм*.

Для окраски разжиженные битумы берут более густой консистенции, чем для грунтовки. Каждый слой грунтовки или окраски наносят после полного просыхания предыдущего слоя. Гидроизоляцию в местах стыков элементов сборных конструкций и на углах усиливают перед окраской наклейкой полос рулонного материала (гидроизола, изола, стеклотканей и др.) шириной не менее 20 *см*.

Окрасочную гидроизоляцию из битума в основном применяют для защиты от проникания капиллярной влаги из грунта. При возможности периодического осмотра и ремонта допускается устраивать ее также при гидростатическом напоре до 2 *м*. Окрасочную гидроизоляцию нельзя применять при нежестком основании, на сырых поверхностях и при действии на сооружение растворителей битума.

Засыпку пазух котлована следует производить грунтом, не содержащим твердых включений, способных повредить устроенную гидроизоляцию.

Окрасочную гидроизоляцию из синтетических материалов устраивают аналогично битумной и применяют ее в агрессивных средах при гидростатическом напоре до 5 *м*.

Для окраски изолируемых поверхностей используют различные виды смол и полимерных материалов. Сюда относятся лаки, краски из перхлорвиниловых, эпоксидных, фуриловых, полиэфирных и других смол, а также составы из полиэтилена, полипропилена, поливинила, бутироля, капрона, модифицированного битума и других термопластичных материалов, наносимых газопламенным напылением. Смолы применяют также и в холодном разжиженном виде, где в состав смеси кроме растворителя последовательно вводят пластификатор и отвердитель.

Покрытия из эпоксидных смол и полученных на их основе других материалов обладают высокими механическими свойствами и могут работать на отрыв. Покрытия из перхлорвиниловых эмалей (ГОСТ 6993—54), изготовленных из смол того же наименования, применяют при высокоагрессивных средах. Их проектируют многослойными (от 3 до 12 слоев) и наносят посредством распыления или кистями.

К числу материалов, представляющих интерес для гидроизоляции, следует еще отнести латексовые эмульсии. Их изготовляют из хлоропренового латекса (вид искусственного каучука) или смеси латекса и битума. Обычно применяют 30-процентную водную эмульсию латекса и 5—10-процентный раствор хлористого кальция, которые наносят на изолируемую поверхность одновременно с помощью распылителей. В результате взаимодействия этих веществ выпадает

каучук, образующий водонепроницаемую и эластичную защитную пленку, стойкую также против агрессивных вод.

Оклеечная битумная гидроизоляция предназначена в основном для защиты подземных и подвальных помещений от воздействия напорных вод. Для ее устройства применяют гидроизол, изол, стеклоткани, дегтебитумные и гудрокамовые материалы, изготовляемые в виде рулонных полотен. Применять для этой цели негнилостойкие материалы запрещается.

В результате выполнения оклеечных работ получают гидроизоляционный ковер, который защищает помещения от воды снизу, располагаясь под полом, и с боков, где он закрывает стены с наружной

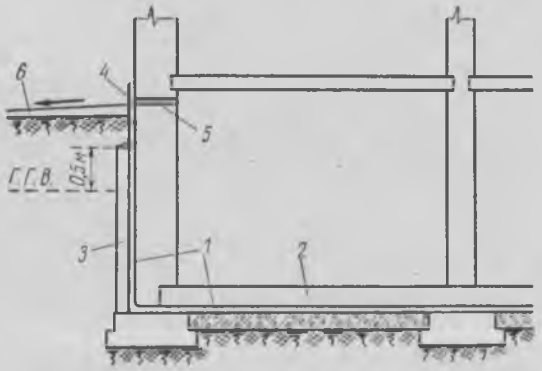

Рис. 89. Пример устройства оклеечной гидроизоляции для защиты подвального помещения от грунтовых вод:

1 — оклеечная гидроизоляция; *2* — железобетонная плита пола; *3* — оградительная стенка; *4* — цементная штукатурка; *5* — противокапиллярная прокладка; *6* — отмостка

их стороны (рис. 89). Оклеечная гидроизоляция должна возвышаться не менее 0,5 *м* над наиболее высоким уровнем грунтовых вод, выше которого производят защиту стен от проникания внутрь помещений капиллярной влаги.

Прежде чем приступить к оклейке, изолируемые поверхности очищают от грязи, выравнивают цементной штукатуркой, просушивают и грунтуют так же, как это делается при устройстве окрасочной гидроизоляции. Затем их покрывают слоем горячей битумной мастики, которой производят и приклейку полотен рулонного материала.

Оклейку ведут в несколько слоев, следя за тем, чтобы швы имели ступенчатое расположение и не совпадали с предыдущими. Количество слоев гидроизоляции назначают в зависимости от категории ограждаемого помещения и величины гидростатического напора, руководствуясь данными, приведенными в табл. 19.

Таблица 19

Количество слоев оклеечной битумной гидроизоляции (по СН 301—65)

Назначение гидроизоляции	Количество слоев при категории помещений		
	I	II	III
Против капиллярной влаги и от просачивания безнапорных вод	3	2	—
При гидростатическом напоре до 5 *м*	4	3	2
То же, при напоре от 5 до 30 *м*	5	4	3

Для крепления гидроизоляционного ковра к вертикальным и крутым наклонным поверхностям предусматривают установку деревянных антисептированных реек через каждые 1,5÷2 *м*, что соответствует высоте рабочих захваток. Рейки укрепляют на изолируемых поверхностях, если вначале производится их оклейка, а затем устраивается ограждение защитными стенками. Если же вначале устраивается так называемое гидроизоляционное корыто, которое изнутри оклеивается гидроизоляцией еще до возведения в нем сооружения, рейки укрепляют на стенках этого корыта.

Гидроизоляцию на угловых частях изолируемых поверхностей, которым придают закругленную форму очертания, усиливают листами кровельной стали или стальной сеткой с ячейками 5 × 5 *мм* или стеклосеткой по полосе шириной 50 *см*. Для предохранения гидроизоляционного ковра от повреждений при производстве строительных работ предусматривают устройство защитных стяжек и покрытий цементной штукатуркой.

Защитные ограждения в условиях воздействия агрессивной среды устраивают из стойких материалов. Вместо обычной бетонной подготовки под днища и полы укладывают слой щебня, пролитого горячим битумом, после чего его хорошо утрамбовывают. Сверху щебень покрывают слоем плотного асфальтобетона толщиной 6—8 *см*. Гидроизоляционный ковер наклеивают чистым битумом или мастикой со стойким в данной среде наполнителем. Защитные стенки по всей высоте ограждают снаружи замком из плотно утрамбованной мятой глины толщиной 25—30 *см* или кладкой из кирпича, пропитанного битумом.

Оклеечную пластмассовую гидроизоляцию устраивают посредством наклейки на изолируемые поверхности или прикрепления к ним насухо листов и полотен, изготовленных из пластмасс. Такая изоляция целесообразна в условиях агрессивной среды и при гидростатическом напоре до 30 *м*. Для ее устройства используют рулонные и листовые изделия из полихлорвинила, полиизобутилена, винипласта и пленки из полиэтилена, полиамида и фторопласта.

Применение полимерных материалов видоизменяет технологию устройства оклеечной гидроизоляции. Листы и пленки соединяют сваркой, достигаемой в ряде случаев простым проглаживанием стыков горячим утюгом. Гидроизоляционный ковер склеивают специальными клеями. Твердые листы соединяют сваркой в виде стыковых и нахлесточных швов, подобно сварке стальных листов, и укрепляют на изолируемой поверхности с помощью болтовых соединений. При этом внимательно следят за сохранностью гидроизоляционного слоя и принимают все необходимые меры к его защите от повреждений во время работ. В агрессивной среде наружные ограждающие стенки и подготовку под днища и полы устраивают так же, как это изложено в описании оклеечной битумной гидроизоляции.

Металлическая гидроизоляция применима для защиты от напорных вод. Ее устраивают лишь в помещениях I категории. Она представляет оболочку, устроенную из стальных листов толщиной не менее 4 *мм*, которые соединяют между собой сваркой. Обычно металлическую оболочку используют во время строительства в качестве опалубки бетонируемого сооружения. С помощью стальных анкерных стержней оболочку присоединяют к арматурному каркасу. Поверхность металлической гидроизоляции покрывают внутри помещения антикоррозийным лаком. Такая гидроизоляция, в частности, была применена при строительстве на Ново-Липецком металлургическом заводе подземных помещений установок непрерывной разливки стали, сооружавшихся способом опускных колодцев (см. § 87).

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Глава XIII

ФУНДАМЕНТЫ НА ПЕСЧАНЫХ ПОДУШКАХ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

§ 55. Фундаменты на песчаных подушках

Слабые грунты (торфянистые, илистые и т. п.), залегающие слоем небольшой мощности (обычно не более 1,5—2 *м*), можно заменить гравелистой или песчаной подушкой, используя для последней преимущественно пески крупнозернистого состава. Устраиваемая

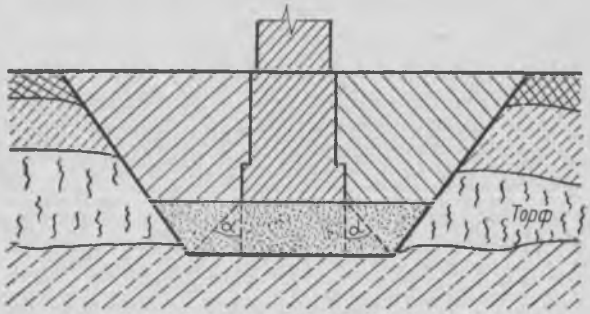

Рис. 90. Замена слабого грунта песчаной или гравелистой подушкой

подушка должна иметь в плоскости своей подошвы достаточную опорную площадь, величину которой обычно определяют положением наклонных линий, идущих под углом $\alpha = 40—45°$ к вертикали (рис. 90). Считают, что в пределах, ограниченных этими линиями, в основном и происходит распределение книзу давления от фундамента. При меньшем угле α подушка под влиянием приложенной

сверху нагрузки может расшириться в стороны вследствие податливости окружающего слабого грунта. Возведенные на таких подушках фундаменты подвергнутся неравномерным осадкам, вызывая появление трещин и другие разрушения в надфундаментной конструкции, что неоднократно и наблюдалось на практике. Поэтому к сокращению поперечных размеров подушек следует относиться с большой осторожностью, допуская его лишь в случаях, когда возможность указанного расширения ограничена наличием постоянного ограждения (например, шпунтовой стенки).

Подушки распределяют давление от фундамента книзу на большую площадь, а потому их применяют также на грунтах, прочность которых недостаточна. Толщину подушки в таких случаях назначают из условия, чтобы давление, передаваемое грунту основания, не превышало нормативного его сопротивления $R^н$, определяемого формулами 70 или 71. Для расчета здесь используют приведенную ранее формулу 93, в которой $p_{з(H)}$ будет означать нагрузку на кровлю подстилающего грунта от веса подушки.

Песчаные и гравелистые подушки насыпают слоями толщиной по 20 *см* и, смачивая водой, тщательно уплотняют различными механическими трамбовками или вибраторами. Для подушек применяют песок и гравий без глинистых примесей, органических включений и других загрязнений. Если стенки котлована не ограждены креплениями, его отрывают с предельно крутыми откосами, чтобы не увеличивать излишне размеры подушки. Когда устраиваемая подушка располагается в зоне сезонного промерзания грунтов, особое внимание обращают на отвод воды дренажом, чтобы не создавать опасности воздействия снизу на фундамент сил морозного пучения.

Стоимость песчаных и гравелистых подушек в значительной мере зависит от расходов на доставку необходимого материала. Чтобы эти расходы снизить, применяют для подушек различные грунтобетонные смеси и шлаки местных металлургических заводов. При отсутствии грунтовых вод профессор Ю. М. Абелев предлагает подушки делать из местных глинистых грунтов хорошего качества, среди которых следует отдавать предпочтение супесям. Он рекомендует при расчете осадки фундаментов принимать модуль деформации 200—250 для подушек из крупных песков, 100 — при устройстве их из супесей и 55—80 *кГ/см*^{2} — при использовании других глинистых грунтов. Однако следует отметить, что применение глинистых грунтов для устройства подушек в практике строительства широкого распространения не получило, так как при проникании воды такие грунты могут легко размокать, если они слежались плотно.

В отдельных случаях, когда грунтовые воды стоят высоко, а осушение площадки сложно, производят подъем поверхности застраиваемой территории устройством насыпи. Такую насыпь возводят из местных песчаных грунтов намывным способом. Примером может служить строительство заводов в Днепродзержинске, на

Днепре и Херсонской судостроительной верфи, где намыв насыпи производился на высоту 3—5 *м*.

При намыве территории следует обеспечить хорошее дренирование возводимой насыпи. Оно необходимо не только для осушения намытых грунтов, но главным образом для предупреждения возможности подъема уровня грунтовых вод в ее теле в последующий период эксплуатации. Возведенные насыпи должны выстояться, чтобы подвергнуться самоуплотнению под влиянием собственного веса. Состояние плотности уложенного грунта учитывают при проектировании фундаментов. В случае необходимости его дополнительно уплотняют на площадках строительства отдельных зданий и сооружений.

На небольших площадках повысить отметку ее поверхности можно также и насыпным способом из местных грунтов хорошего качества. Решение вопроса о целесообразности подъема территории производят на основе соответствующих данных технико-экономического сравнения с другими вариантами строительства.

§ 56. Поверхностное уплотнение грунтов

При реконструкции городов и массовой застройке новых жилых кварталов иногда приходится возводить различные здания и сооружения на насыпных грунтах, образовавшихся при засыпке старых прудов, оврагов и заболоченных территорий. Если эти насыпи состоят из грунтов минерального происхождения, но отсыпаны сравнительно недавно и еще недостаточно уплотнились, их подготовку под строительство можно произвести посредством уплотнения тяжелыми трамбовками. Насыпные же толщи, возникшие в местах свалок различного мусора и бытовых отходов, богатых содержанием органических веществ, для использования в качестве основания сооружений не пригодны.

Уплотнение насыпных грунтов тяжелыми трамбовками было предложено в НИИ оснований Госстроя СССР еще в 1954 г. Этот способ работ применяют также для уплотнения поверхностных толщ лёссовых грунтов в целях уменьшения их просадочных свойств и при устройстве различных грунтовых подушек.

Тяжелые трамбовки изготовляют из железобетона, стали или чугунного литья. Они имеют вид усеченного конуса с диаметром основания не менее 1 *м*. Их вес различен и обычно колеблется в пределах от 3 до 7 *Т*. При выборе размеров трамбовки считают, что удельное статическое давление на грунт от ее веса должно быть не менее 0,2 $кГ/см^2$.

Во время работы трамбовку периодически поднимают краном на высоту до 4—6 *м* и сбрасывают на поверхность уплотняемого грунта. Трамбование ведут до тех пор, пока осадка при каждом падении трамбовки не снизится до 1—2 *см* при глинистых грунтах и до 0,5—1 *см* в песках.

В результате трамбования образуется слой уплотненного грунта толщиной от 1,5 до 3,5 *м*, что зависит от размеров и веса трамбовки и высоты ее падения. По глубине уплотнение грунта в пределах этого слоя будет различным. Оно постепенно уменьшается к его подошве.

Чтобы грунт лучше уплотнялся, его увлажняют до состояния оптимальной влажности, которая для глинистых грунтов близка к влажности при границе раскатывания ($W_р$). Для песков она характеризуется заполнением его пор водой примерно на 70% их объема. К трамбованию приступают после впитывания грунтом всей вылитой воды. Ее количество определяют ориентировочно по приведенной ранее формуле 18, подставляя в нее $W_р$ — W вместо W.

Если влажность велика и грунт прилипает к трамбовке, на его поверхность насыпают слой сухого грунта толщиной 8—10 *см*. Применяют также сухой щебень из кирпича или известняка. В необходимых случаях производят опытную проверку возможности выполнения работ этим способом, особенно в глинистых грунтах, которые при избыточном увлажнении уплотнению трамбованием почти не поддаются.

Отрывку котлована, учитывая предстоящую усадку грунта при трамбовании и необходимость срезки его верхнего разрыхленного слоя, производят с недобором по глубине на 0,3—0,6 *м*, что в каждом отдельном случае уточняют опытным путем. Котловану по сравнению с размерами фундамента в плане дают также некоторый запас с каждой стороны, определяемый местными условиями (обычно не менее 0,3 *м*).

К недостаткам способа уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками следует отнести быструю изнашиваемость оборудования (тросы, лебедки и др.).

§ 57. Глубинное уплотнение грунтов

Глубинное уплотнение грунта можно осуществить посредством забивки в него сердечника, имеющего вид небольшой деревянной сваи. Погружаемый сердечник раздвигает частицы грунта в стороны и тем самым уплотняет его в некоторой окружающей зоне. После извлечения сердечника скважину заполняют песком или местным грунтом хорошего качества с послойным трамбованием. Иногда применяют также и грунтобетон.

Для уплотнения грунта в пределах некоторой площади работы последовательно повторяют в других заранее намеченных точках погружения сердечника. В лёссовых грунтах, чувствительных к увлажнению, применять песок для заполнения скважин нельзя. Это приведет к образованию системы вертикальных дрен, облегчающих проникание воды на большую глубину, и усилит возникновение просадочных явлений, вызываемых замачиванием.

Описанный способ называют также уплотнением «грунтовыми сваями». Он, применительно к заполнению скважин песком («пес-

чаные сваи»), был впервые предложен у нас Спиридоновым еще в 1851 г. Эти сваи применялись также и профессором В. И. Курдюмовым в 1886 г. Однако их устройство доступно лишь в грунтах, способных после извлечения сердечника удерживать стенки скважин без обрушения.

В 1951—1952 гг. в НИИ оснований Госстроя СССР под руководством проф. Д. Д. Баркана был разработан новый способ глубинного уплотнения грунтов вибронабивными сваями. Здесь вместо сердечника в грунт погружается инвентарная стальная труба, оборудованная снизу раскрывающимся наконечником (рис. 91).

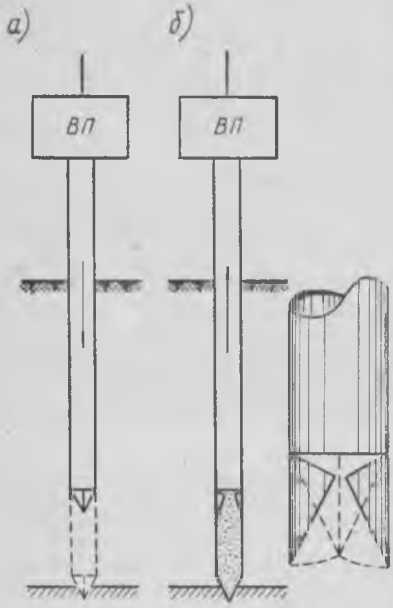

Рис. 91. Устройство вибронабивной песчаной (бетонной) сваи

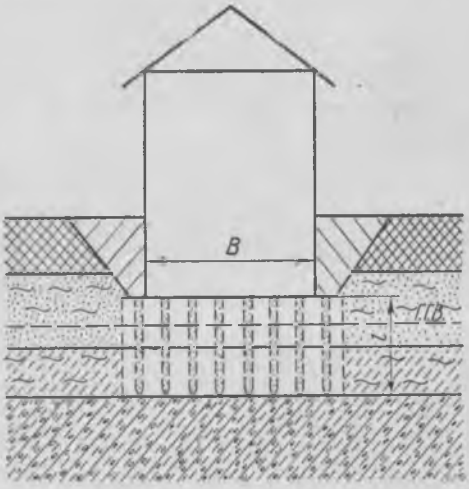

Рис. 92. Схема уплотнения грунта вибронабивными сваями

Погружение осуществляют с помощью вибратора, сообщающего трубе продольные колебания, и происходит оно достаточно легко под влиянием собственного веса, так как при действии вибраций сопротивление грунта резко уменьшается.

Трубу заполняют песком и поднимают при работающем вибраторе. Наконечник трубы раскрывается и она освобождается от песка, который остается в скважине. Чтобы исключить возможность заклинивания песка в трубе, ее рекомендуется брать диаметром 400 *мм*, не менее. Извлеченную трубу используют для повторных погружений. В конечном итоге грунты приобретают плотность, необходимую для последующего строительства сооружения (рис. 92).

При производстве работ следует обращать особое внимание на плотную укладку песка в скважины, чтобы при его сжатии под

нагрузкой от фундаментов не возникали дополнительные осадки, не предусмотренные ранее в расчетах.

Для уплотнения грунтов применяют еще и взрывной способ. В 1935 г. Ю. М. Абелев предложил, в частности, уплотнять этим способом также и лессовые грунты в целях уменьшения их просадочных свойств.

Работы по уплотнению грунтов взрывным способом производят следующим образом. В грунте бурят или пробивают штангой скважину. В нее опускают цепочку патронов весом по 50 *г* взрывчатого вещества (аммонита). Количество патронов назначают по опытным данным в зависимости от вида уплотняемого грунта, обычно в пределах от 5 до 10 на 1 *м* скважины. Учитывают также, что при взрывах верхний слой грунта, называемый буферным, разрыхляется примерно на глубину до 2 *м*. Поэтому уплотнение начинают с отметки, превышающей толщину этого слоя.

В результате взрыва патронов скважина расширяется и площадь ее поперечного сечения, первоначально равная ω_0, увеличивается до некоторого значения ω. Готовую скважину заполняют послойно местным грунтом с тщательным уплотнением, который для этих целей берут в состоянии оптимальной влажности. Затем переходят к уплотнению грунта в соседней скважине. Одновременно вести работы в нескольких скважинах можно лишь при достаточном удалении друг от друга, чтобы не вызвать взрывами разрушения их стенок.

Для уплотнения грунта в пределах некоторого объема V намечают ряд скважин общим числом n и глубиной l. Их принимают равномерно распределенными по площади F, превышающей размеры подошвы фундамента с каждой стороны на полосу шириной, равной 10—20% от ширины фундамента, но не менее 0,5 *м*. Тогда для объема частиц, содержащихся в уплотняемом объеме грунта $V=(F-n\omega_0)l$, который сохраняется неизменным, можно применительно к случаю проходки скважин бурением написать следующие два выражения:

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{F-n\omega_0}{(1+\varepsilon_1)}\,l;\\ V_2 &= \frac{F-n\omega}{(1+\varepsilon_2)}\,l, \end{aligned}\right\} \qquad (168)$$

где ε_1 и ε_2 — коэффициенты пористости грунта до и после уплотнения.

Приравняв правые части этих выражений друг другу и решив полученное уравнение относительно, найдем:

$$n=\frac{F(\varepsilon_1-\varepsilon_2)}{\omega(1+\varepsilon_1)-\omega_0(1+\varepsilon_2)}\,. \qquad (169)$$

В случае пробивки скважин штангой и для расчета уплотнения грунта, производимого вибронабивными сваями или с помощью сердечника, в формуле 169 следует положить $\omega_0=0$; в результате

этого получим:

$$n = \frac{F}{\omega} \cdot \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} . \qquad (170)$$

Приведенный расчет является ориентировочным, так как в нем предполагалось, что уплотняемый массив грунта сохраняет свой объем и содержащееся в нем количество частиц неизменными. В действительности под влиянием горизонтального распора, создающегося при уплотнении грунта, возможно вытеснение некоторого количества частиц за пределы рассматриваемого объема Fl в стороны и степень достигнутого уплотнения может оказаться меньше, чем предполагалось. Для компенсации этого уменьшения количество грунтовых свай или скважин необходимо несколько увеличить, что обычно выполняют по практическим данным, используя их с учетом особенностей местных грунтовых условий.

Многолетняя практика уплотнения грунтов взрывами показала, что в лёссовых грунтах этот способ не гарантирует возводимые сооружения от появления больших и неравномерных осадок. Например, по данным наблюдений за сооружениями коксохимического завода в Запорожье, построенными на уплотненных просадочных лёссовых грунтах, их осадки иногда достигали 0,8÷1,0 *м*.

Большие осадки наблюдались также в Баглее, где при строительстве такого же завода сооружения возводились как на естественной толще лессовых грунтов, так и на подвергнутых предварительному уплотнению. При этом оказалось, что, несмотря на снижение пористости грунта при уплотнении с 50 до 40%; осадки в обоих случаях получились практически одинаковыми и были примерно равны 25—35 *см*. Предполагают, что причиной появлений больших осадок является снижение прочности грунта вследствие нарушения взрывами структурных связей между частицами, не всегда компенсирующееся достигнутым уплотнением. Эту особенность необходимо учитывать при проектировании уплотнения в лессовых грунтах.

Для глубинного уплотнения песчаных грунтов успешно применяется гидровибрационный способ. Здесь для работ используют вибробулаву, которая представляет собой штангу с укрепленным на нижнем конце вибратором, заключенным в специальный герметически закрытый кожух. Вибробулаву погружают поочередно в грунт в разных точках его поверхности, что при работающем вибраторе затруднений не встречает. Расстояние между точками погружения обычно принимают в пределах 0,8—1,0 *м*. Наилучший эффект достигается при заполнении пор грунта водой примерно на 70—80% их объема. Песок увлажняют через специально погруженную в него трубу.

Гидровибрационный способ уплотнения песков находит применение и в зарубежной практике строительства. В частности, при больших работах по подготовке основания для строительства крупного металлургического завода в Дюнкерке (Франция) этот метод

занимал основное место. На различных участках площадки строительства там применялись также, в зависимости от местных условий, предварительное обжатие грунта давлением от веса слоя песка, нарефулированного на высоту до 19 *м* *, уплотнение песчаными сваями и трамбование поверхностными вибраторами. Площадка завода, расположенная на берегу Паде-Кале, сложена 17-метровой толщей слабых тонкозернистых водонасыщенных песков, содержащих прослойки ила, а в отдельных местах — также и включения торфа. При гидровиброуплотнении объемный вес песка, определяемый без учета веса содержащейся в его порах воды, увеличивался с 1,45 до 1,85 $т/м^3$, что свидетельствует о высокой эффективности этого метода.

Уместно, между прочим, отметить, что контроль за достигнутым уплотнением путем пенетрации (статической и динамической) здесь оказался не вполне надежным. Сопротивление пенетрации в уплотненном песке повышалось незначительно, что не соответствовало достигнутым изменениям в плотности грунта. Более надежными оказались испытания грунтов пробными нагрузками с помощью штампов.

Глава XIV

ИСКУССТВЕННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

§ 58. Цементация

Цементацию применяют для закрепления песчаных и гравелистых грунтов и устройства в них противофильтрационных завес, а также для заделки различных полостей и трещин в скальных грунтах. Наибольшее распространение цементация получила в строительстве гидротехнических сооружений как средство борьбы с фильтрацией воды под плотиной или в ее обход.

Цементация возможна в грунтах, в поры которых могут проникать цементные частицы. Она наиболее эффективна в гравелистых и крупнозернистых песках, затруднительна в мелкопесчаных грунтах и неприменима в илистых, пылеватых и глинистых грунтах.

Цементацию считают недостаточно надежной при наличии агрессивных вод и при значительных скоростях фильтрации в период производства работ.

Для нагнетания в грунт используют цементные суспензии (цемент + вода) составом 1 : 1 до 1 : 10. Более жидкий состав применяют при тонких трещинах и мелких порах. Проникание в грунт улучшается, если произвести дополнительное измельчение частиц цемента путем его домола в сухом виде на специальных мельницах вибра-

---

* Во Франции способ уплотнения грунтов путем предварительного их обжатия давлением имеет достаточно широкое распространение.

ционного типа. Сорт и марку цемента выбирают в зависимости от назначения цементации и степени агрессивности грунтовых вод.

В настоящее время применяют также суспензии из цементно-глинистых смесей, именуемых растворами, где используют вибродомолотый цемент и высокодисперсную глину. Обычно глину берут в количестве 50÷100% от веса цемента. При нагнетании цементно-глинистых растворов достигается высокая плотность получаемого в порядке камня, приближающегося по своим водозащитным свойствам к глинам и обладающего повышенной стойкостью в агрессивной среде. Инъекция цементно-глинистых растворов была, например, успешно применена Ленинградским метрострое м для повышения водонепроницаемости грунтов, окружающих подземные конструкции станции «Автово» и эскалаторный туннель станции «Площадь имени Ленина». При цементации же скальных грунтов, содержащих сравнительно крупные трещины и полоски, в состав цементной суспензии добавляют песок, потребное количество которого обычно устанавливают по опытным данным.

Цементные суспензии и растворы нагнетают по трубам, погружаемым в грунт и имеющим в нижней части боковой их поверхности отверстия. Для нагнетания обычно используют грязевые поршневые насосы, а для густых растворов также и диафрагмовые насосы.

Расстояние между нагнетательными трубами зависит от водопоглощающей способности грунта и колеблется в пределах 1—3 *м*. Его рекомендуют определять опытным путем.

§ 59. Химическое закрепление грунтов

Для химического закрепления или силикатизации грунтов необходимо, чтобы они были также достаточно проницаемы и допускали нагнетание растворов закрепляющих веществ. Основным из них является силикат натрия, или растворимое жидкое стекло $Na_2O \cdot nSiO_2$. Его разложение ведет к образованию геля кремниевой кислоты с последующим превращением в твердый остаток, который и является цементирующим веществом. Течение этого процесса под влиянием природных факторов совершается в грунте очень медленно. Для его ускорения применяют в качестве катализатора раствор хлористого кальция.

В связи с применением для закрепления грунтов указанных двух растворов этот способ силикатизации называют двухрастворным.

Двухрастворный способ силикатизации грунтов впервые был предложен в Англии в 1925 г. для закрепления рыхлых песков. Позднее начали его применять в Германии. У нас он был разработан самостоятельно в 1930—1932 гг. коллективом специалистов под руководством проф. Б. А. Ржаницына. Способ применим для закрепления песков при коэффициенте фильтрации от 2 до 80 *м/сутки*.

Закрепленный грунт приобретает прочность в пределах 15—30 *кГ/см²*.

Для закрепления мелкозернистых и пылеватых песков с коэффициентом фильтрации 0,3—2,0 *м/сутки* был разработан однорастворный способ силикатизации. В нем раствор силиката натрия используют с добавкой в качестве катализатора фосфорной кислоты. Закрепленный грунт приобретает связность и небольшую прочность порядка 3—6 *кГ/см²*. Ввиду высокой стоимости фосфорной кислоты этот способ распространения не получил. Однако в настоящее время у нас найден дешевый ее заменитель из серной кислоты и сернокислого алюминия, что обеспечивает достаточно широкие возможности его применения на практике.

Если в грунте содержатся соли хлористого кальция, то можно применить лишь один раствор силиката натрия без каких-либо добавок. На этой основе профессор В. В. Аскалонов разработал и в 1949 г. применил однорастворный способ силикатизации лёссовых грунтов, богатых содержанием карбонатов, в целях устранения их просадочных свойств.

Силикатизация лёссовых грунтов возможна при коэффициенте фильтрации 0,1—2 *м/сутки*. Закрепленный грунт утрачивает просадочные свойства и приобретает прочность 10÷30 *кГ/см²*.

Растворы химических веществ вводят в грунт при помощи нагнетательных трубок — инъекторов, имеющих отверстия в нижней части их стенок. Погружают инъекторы посредством забивки, осуществляя ее заходками, несколько превышающими длину перфорированной их части, обычно равную 0,5—1,5 *м*. На глубине каждой заходки производят нагнетание закрепляющих веществ, используя насосы, специально изготовляемые для химического закрепления грунтов и обладающие производительностью 1—5 *л/мин* при давлении до 15 *ат*. При двухрастворном способе нагнетание силиката натрия ведут во время погружения инъектора. При обратном его извлечении нагнетают хлористый кальций. В однорастворном способе операции по нагнетанию второго раствора отпадают.

При неоднородных грунтах в первую очередь закрепляют слои, обладающие большей проницаемостью. Степень разведения реактивов в воде назначают в зависимости от проницаемости грунтов, уточняя ее при опытных инъекциях. Радиус распространения нагнетаемых веществ в грунте колеблется в пределах 0,4—1,0 *м*, а глубина погружения инъекторов может достигать 15—20 *м* и более.

Двухрастворный способ силикатизации применялся для закрепления грунтов под фундаментами ряда зданий в связи со строительством первой очереди Московского метрополитена им. В. И. Ленина (рис. 93). В дальнейшем его использование в строительных целях продолжало развиваться.

Обследование закрепленных грунтов под фундаментами Большого театра в Москве и некоторыми другими зданиями, проведенное через 20 лет после окончания производства этих работ, показало

хорошее их состояние. Полученная при закреплении прочность грунтов за этот срок не снизилась, а в некоторых случаях она даже несколько повысилась.

Однорастворная силикатизация без добавок коагулянта применялась для закрепления лессовых грунтов в основании некоторых дымовых труб в Запорожье и под фундаментами цеха холодного волочения на Никопольском металлургическом заводе. В 1954—1956 гг. она успешно была применена в Одессе для прекращения неравномерных осадок здания театра оперы и балета, которые продолжались в течение почти 50 лет.

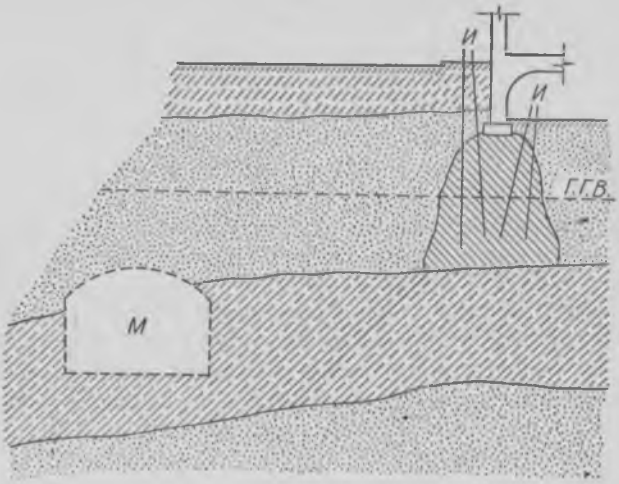

Рис. 93. Химическое закрепление грунтов под существующим зданием в связи со строительством метро:
М — тоннель метро; И — инъекторы

Для небольших работ химическое закрепление грунтов можно произвести по способу смешения. Грунт перемешивают с растворами закрепляющих веществ и укладывают с тщательным уплотнением. Необходимую смесь готовят в таких количествах, чтобы работы по ее укладке были закончены до начала процесса твердения. В нужных случаях применяют добавки, замедляющие на некоторый срок начало реакции. Способом смешения пользуются при заделке старых заброшенных колодцев, различных ям и выходов ключей.

В зарубежной практике также расширяются работы по силикатизации грунтов. В частности, в Лондоне при строительстве метрополитенов стали вместо замораживания применять их силикатизацию.

В США и Японии кроме силикатизации находит применение для закрепления грунтов сумисойл — химический материал, получаемый на основе акриламида. Сумисойл имеет вид бесцветного порошка, легко растворимого в воде. Подготовленный раствор обладает

низкой вязкостью и легко проникает в поры различных тонкозернистых песков и супесей, что определяет достаточно широкие возможности для их закрепления. Закрепление грунтов сумисойлом велось для прекращения осадок фундаментов, обеспечения устойчивости откосов земляных выработок и в некоторых других случаях. По данным лабораторных испытаний прочность песка, закрепленного сумисойлом, на сжатие 4—5 *кГ/см*², но со временем она постепенно увеличивается и может достигнуть даже 100 *кГ/см*². Однако способ весьма дорогой из-за высокой стоимости сумисойла.

§ 60. Электрохимическое закрепление

В глинистых грунтах большое количество воды может удерживаться в виде пленок на поверхности частиц. Эти пленки являются средой, в которой обнаруживаются различные электрохимические процессы, обусловливающие в природе постепенное старение глин (диагенез) и их переход со временем под влиянием горного давления в более плотное, а затем твердое слоисто-каменистое состояние (глинистые сланцы). Этот процесс можно ускорить искусственным путем, пропуская электрический ток через грунт и вводя в последний необходимые закрепляющие химические вещества.

При пропуске постоянного электрического тока через глинистые грунты в них, как известно, происходит перемещение (миграция) влаги в сторону отрицательного электрода (катода). Это явление, открытое впервые у нас Ф. Ф. Рейссом еще в 1809 г. и получившее название электроосмоса, используют теперь при работах в котлованах для осушения грунтов, трудно отдающих воду (см. § 78). Одновременно было замечено, что вода вокруг анода мутнеет. Сюда перемещаются коллоидально взвешенные в воде частицы, получившие отрицательный заряд. Такое явление носит название катафореза.

Под влиянием электроосмоса уменьшается толщина водных пленок на частицах грунта, а явление катафореза способствует замене одних веществ другими, приносимыми поступающей в грунт водой. Это ускоряет твердение глинистого грунта, протекающее в природе крайне медленно.

Для повышения эффективности процесса закрепления грунта в него вводят растворы силиката натрия и других веществ, которые подливают по трубам, являющимся анодами установки. Откачку воды ведут из второй группы труб, являющихся катодами. Все погруженные в грунт трубы должны иметь в своих стенках отверстия.

В простейшем виде установка для электросиликатизации грунта представляет собой две параллельные линии электродов, идущих с одной и с другой стороны от фундамента. Возможны и более сложные формы расположения в плане электродов, что зависит от конфигурации и размеров закрепляемого массива грунта. Считают, что электрохимическое закрепление грунтов применимо при коэффициенте фильтрации менее 0,01 *м/сутки*.

При электросиликатизации, как и при химическом закреплении грунтов, производимом способом обычного нагнетания, необходимо строго соблюдать соответствующие правила охраны труда.

Электросиликатизация является новым методом закрепления грунтов, и его применение в строительстве продолжает развиваться. В нашей стране имеется ряд объектов, где способ нашел практическое применение. В частности, сложные работы были выполнены по закреплению лёссовых грунтов в Ростове-на-Дону, предпринятые в целях прекращения неравномерных осадок здания областного Дома Советов и некоторых других сооружений. В Румынской Народной Республике электросиликатизация была применена для проходки наклонной шахты. Работы производились в крайне трудных грунтовых условиях при напоре воды до 3 *ат*.

Значительные работы по электросиликатизации грунтов проведены профессором Р. Цебертовичем в Польской Народной Республике в период послевоенного восстановления Варшавы, начиная с 1946 г.

В связи с реконструкцией восстанавливаемых зданий, применением более тяжелых железобетонных перекрытий взамен деревянных и надстройкой дополнительных этажей нагрузки на сохранившиеся старые фундаменты нередко значительно увеличивались.

Для упрочнения грунтов в их основании в них погружались трубчатые электроды на расстоянии 1,5 *м* с каждой стороны от существующих фундаментов и на глубину 3 *м* ниже их подошвы. После подключения электрического тока в трубы анодной цепи вливали раствор силиката натрия, а затем в них вводили белильную известь. Периодически меняли направление тока в грунте, которое происходило то со стороны подвалов наружу, то в обратном направлении.

В результате проведенных работ образовался прочный массив из закрепленного под существующими фундаментами грунта, имевший достаточно большие размеры.

§ 61. Закрепление грунтов синтетическими смолами

Синтетические смолы, которые в специальной химической литературе называют полимерами, находят разнообразное применение в современной технике благодаря их высоким качествам. В последнее время их стали применять и в строительстве для закрепления мелких песков и устройства в них противофильтрационных завес. Проведенными исследованиями и опытными работами показана также возможность закрепления ими лессовых грунтов в целях устранения их просадочных свойств.

В современной литературе по фундаментостроению этот способ закрепления грунтов называют смолизацией, а применяемые материалы — смолами. Однако следует иметь в виду, что в трудах по другим вопросам строительной техники можно встретить вместо смол идентичное их наименование — полимеры.

Исследования по закреплению грунтов смолами начали производить в НИИ оснований Госстроя СССР и других организациях с 1956 г. В этих работах изучалось практическое применение карбамидных и фурфурольных смол. Эти смолы используют и в зарубежной практике строительства. Известно, в частности, достаточно широкое применение фурфурольных смол для закрепления песчаных грунтов французской фирмой «Солэтанж».

У нас для закрепления грунтов применяют преимущественно карбамидные смолы. Эти смолы представляют собой сиропообразную жидкость удельного веса 1,15—1,2, легко растворимую в воде. Наибольшее распространение из них имеют смолы, известные в технике под названием «Крепитель М».

Лабораторные опыты и полевые исследования с карбамидными смолами показали, что прочность закрепленных песчаных грунтов может достигать 50 *кГ/см*². Для некоторых других модификаций этих смол она может быть еще выше. Практически считают, что прочность песков, закрепленных карбамидными смолами, находится в пределах 20—30 *кГ/см*².

Для нагнетания в грунт смолу обычно разводят в равном по объему количестве воды. Вязкость разведенной смолы резко уменьшается. Это обеспечивает возможность ее нагнетания в мелкие пески и лессы, если коэффициент фильтрации находится соответственно в пределах 0,5÷5,0 и 0,1÷2,0 *м/сутки*. Нагнетание смолы ведут инъекторами. Работы выполняют так же, как и при силикатизации.

Для отвердения смолы применяют в качестве коагулянта 2—5-процентный раствор соляной кислоты. Его вводят в нагнетаемую жидкость непосредственно перед ее употреблением в количестве от 2 до 5 частей от объема смолы. Процесс гелеобразования (отвердение) начинается через 1,5—4 *ч* после введения добавки, что для каждой партии уточняют опытным путем. За этот срок раствор карбамидной смолы успевает под давлением 1÷3 *ат* распространиться в стороны от инъектора на расстояние 0,6÷1,0 *м*. Это и определяет радиус происходящего вокруг него закрепления грунта.

Чтобы получить массив закрепленного грунта необходимых размеров, ведут повторные погружения инъектора в соседних заранее намеченных точках. При наличии в грунте известковых солей, создающих щелочную среду, необходима предварительная его промывка 3-процентным раствором соляной кислоты.

Карбамидная смола успешно была применена в 1958 г. в Новгороде для закрепления мелкозернистых водонасыщенных песков плывунного типа в основании здания одного из архитектурных памятников старины в связи с непрекращающимися его осадками. Закрепленный грунт получил прочность 25—35 *кГ/см*² и осадки здания полностью прекратились.

В 1960 г. в связи с работами по реконструкции сцены театра оперы и балета имени С. М. Кирова в Ленинграде активизировались старые и раскрылись новые трещины в стенах здания. Потребовались сроч-

ные работы по укреплению мелких водонасыщенных песков основания. Применить двухрастворный способ силикатизации оказалось невозможным ввиду недостаточной проницаемости грунта. Закрепление велось карбамидными смолами. Инъекторы заглубляли с двух сторон здания до ленточных глин, подстилающих песок и залегающих на глубине 3—3,5 *м* ниже подошвы фундаментов. Прочность закрепленных песков оказалась в пределах 17÷27 *кГ/см*², деформации стен здания театра прекратились.

Значительные работы по закреплению грунтов карбамидными смолами велись также в Липецке, Горьком и некоторых других городах. По стоимости этот способ пока выше двухрастворного способа силикатизации, но с дальнейшим развитием производства карбамидных смол имеются возможности к значительному его удешевлению.

§ 62. Термическое закрепление

Термическое закрепление применяют в лессовых грунтах для устранения их просадочных свойств. В первых опытах по термическому закреплению, произведенных Н. А. Осташевым в 1936 г., горячие газы поступали из печи в скважину по трубе и под давлением распространялись в толще окружающего грунта, производя его обжиг.

В 1955 г. этот способ был усовершенствован в ЮЖНИИ по строительству И. М. Литвиновым с группой сотрудников. Сжигание топлива производили не в печи, а в устье самой скважины, герметически закрытой сверху, куда для обеспечения горения кислородом нагнетали воздух под давлением 0,15÷0,5 *ат*.

Для обжига здесь применяют жидкое и газообразное топливо. Режим его горения выбирают таким, чтобы образующиеся газы не вызывали плавления грунта в стенках скважины, которое имеет место при температуре 1200—1400°. В скважинах с оплавленными стенками может произойти закупорка пор, а это вызывает резкое сокращение притока горячих газов в его толщу.

Термическое закрепление доступно в лессовых грунтах при коэффициенте воздухопроницаемости 0,2—0,4 *см/сек*. Глубина скважин обычно бывает не более 15 *м*, но при малой мощности закрепляемого грунта (до 3 *м*) применять обжиг нерационально. Считают, что для образования вокруг скважины цилиндрического тела из термически закрепленного грунта диаметром до 2—2,5 *м* требуется примерно 80—120 *кг* жидкого топлива на каждый 1 *м* ее глубины, а время обжига может колебаться в пределах 5—10 дней.

Обожженный грунт не размокает и не набухает, повышается его морозоустойчивость. Вместе с тем он приобретает повышенную водопроницаемость, не изменяющуюся во времени, что превращает его в своеобразный фильтр. Через такой «фильтр» вода может проникнуть к его подошве и вызвать замачивание залегающего под ним незакрепленного грунта. Поэтому термическое закрепление

следует считать надежным, когда образующиеся керамические тела прорезают всю просадочную толщу и опираются на устойчивый непросадочный грунт.

Для закрепленного обжигом грунта модуль деформации принимают в пределах 200—300 *кГ/см²*, а его сопротивление внешним нагрузкам оценивают величиной 4—6 *кГ/см²*. При этом сопротивление сжатию необожженного грунта, находящегося между керамическими столбами, не учитывают.

В настоящее время имеются пока лишь отдельные примеры закрепления лессовых грунтов термическим способом. Оно производилось в городах Запорожье и Баглее для ликвидации аварийного состояния зданий, возникшего вследствие замачивания грунтов их основания.

Глава XV

ВИДЫ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

§ 63. Основные сведения

Свайные фундаменты имеют с давних пор широкое распространение в практике строительства различных сооружений на слабых грунтах. В зависимости от способа передачи нагрузки грунту сваи могут работать либо как стойки, либо как висячие опоры (рис. 94).

Сваи-стойки прорезают толщу слабого грунта и своей подошвой опираются на нижерасположенный прочный грунт, например скалу, если последний залегает на практически достижимой глубине. Висячие сваи своим нижним концом прочного грунта не достигают. Они удерживаются в слабом грунте силами его сопротивления, приложенными к боковой поверхности свай и их подошве.

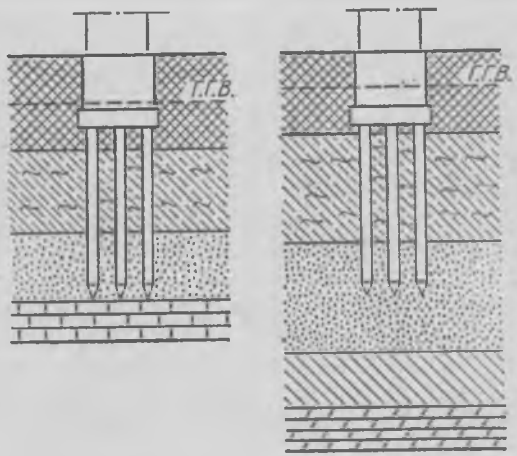

Рис. 94. Общий вид устройства фундаментов из свай-стоек и висячих свай (справа)

Силы сопротивления грунта, действующие вдоль боковой поверхности свай, часто называют силами трения, что применительно к пескам, возражений не встречает. Однако в глинистых грунтах, богатых содержанием коллоидов, заметное влияние могут приобре-

сти и силы сцепления, возникающие, например, под влиянием их тиксотропных свойств или иных причин.

Раздельный учет сил трения и сцепления в расчете висячих свай затруднителен. Поэтому их условно называют силами сопротивления, не подразделяя на трение и сцепление. Если же их и считают иногда силами трения, то следует иметь в виду, что в этом определении содержится по существу более сложное понятие.

Висячие сваи могут хорошо работать в тех случаях, если в окружающем грунте создается необходимое уплотнение, которое образуется при их забивке молотами или вибраторами. Если такие сваи достигают своим нижним концом поверхности твердого грунта, их рассматривают уже как стойки.

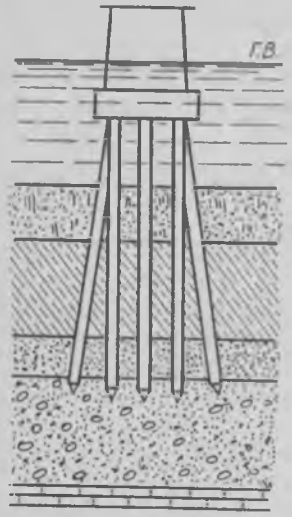

Рис. 95. Высокий свайный ростверк

Сваи, устраиваемые бетонированием в заранее пробуренных скважинах, уплотненной зоны в окружающем грунте не образуют, а потому силы его сопротивления на боковой поверхности этих свай меньше, чем у забивных. Они обжаты лишь природным давлением грунта.

Если набивные сваи окружены сбоку слабым грунтом, их обычно рассматривают как стойки и стремятся заглубить до прочного малосжимаемого грунта.

Погруженные в грунт сваи перекрывают плитой или иной аналогичной конструкцией, носящей название ростверка. Ростверки служат для взаимной связи свай между собой и способствуют выравниванию их осадки. В зависимости от характера заглубления свай в грунт различают низкие и высокие свайные ростверки.

Низким называют ростверк, устроенный на сваях, заглубленных в грунт полностью (см. рис. 94), а высоким,— когда это заглубление осуществлено лишь частично (рис. 95).

В мостовых опорах низкий свайный ростверк может иногда получить вид высокого, если при размыве грунта в русле реки обнажатся сваи в верхней их части. Возможности таких изменений в работе свай учитывают при проектировании.

Расчет свайных фундаментов с высоким ростверком производят по общепринятому в строительной механике методу деформаций. Плиту ростверка в сравнении со сваями полагают бесконечно жесткой. Ее считают опертой на упругие стержни — сваи, деформации которых принимают прямо пропорциональными действующим нагрузкам. В сложных опорах учитывают также роль наклонных свай, раскосов и различного рода поперечных поясов, повышающих сопротивление внешним силам. Методику расчета высоких свайных

ростверков впервые предложил профессор Н. М. Герсеванов в 1914 г. [4]. В настоящее время этому вопросу посвящены многие работы.

§ 64. Виды свай и особенности их устройства

По роду материала сваи подразделяют на деревянные, металлические, железобетонные и бетонные. По форме в поперечном сечении они могут быть круглые, кольцевого сечения, квадратные и прямоугольные сплошные и с цилиндрической полостью внутри. По способу устройства их делят на изготовляемые заранее и затем погружаемые в грунт посредством забивки, действием вибрации, завинчиванием и на набивные сваи, бетонируемые в предварительно пробуренных скважинах.

Деревянные сваи. Деревянные сваи изготовляют преимущественно из сосны и ели, реже из дуба, лиственницы, кедра и пихты. Лес для свай берут здоровый, прямоствольный и, как правило, зимней рубки. Бревна должны быть очищены от коры и в необходимых местах подстроганы.

Деревянные сваи бывают цельные, изготовляемые из одного бревна, а при отсутствии длиномерного леса — сращенные по длине и пакетные, сплоченные в поперечном сечении из трех или четырех бревен и сращенные по длине до требуемого размера.

Длина цельных свай колеблется от 4,5 до 16 *м*, а для пакетных свай она может достигать 20—25 *м*. Диаметр бревен, применяемых для свай, должен быть не менее 18 *см* в верхнем отрубе.

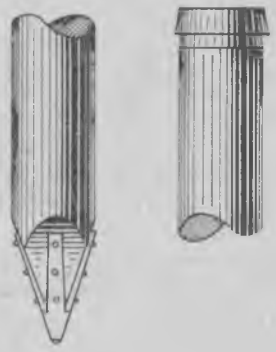

Рис. 96. Башмак и бугель для деревянных свай

Бревна составных свай соединяют впритык с применением накладок. В пакетных сваях эти стыки делают вразбежку. Длину заострения свай принимают равной 1,5—2 их диаметра, который для пакетных свай считают равным диаметру описанной вокруг их сечения окружности.

При наличии в грунте препятствий заостренную часть сваи укрепляют башмаком, а для защиты от размочаливания при забивке применяют бугель (рис. 96). Вместо бугеля используют также наголовник.

Деревянные сваи применимы в водонасыщенных грунтах, где срок их службы практически неограничен. Если же вследствие дренажа или других причин ожидается понижение уровня грунтовых вод, влекущее обнажение верхушек свай, применять для их устройства дерево из-за опасности загнивания нельзя. При строительстве морских гидротехнических и портовых сооружений деревянные сваи применимы, если в воде нет опасных вредителей (ша-

шень, лимнория), способных разрушить конструкцию свайного фундамента в течение нескольких лет и даже месяцев.

Металлические сваи. Для металлических свай используют цельнотянутые стальные трубы диаметром от 25 до 100 *см* и более. Применяют также двутавровые балки, стальные шпунты и другие прокатные профили, из элементов которых посредством сварки иногда изготовляют сваи коробчатого сечения.

Трубы диаметром до 40 *см* погружают в грунт как закрытыми снизу коническим наконечником, так и с открытым нижним концом. В последнем случае роль наконечника выполняет земляной конус, образующийся под сваей после того, как она в процессе погружения частично заполнится снизу вошедшим в нее уплотнившимся грунтом. Трубы диаметром более 40 *см* чаще погружают открытыми снизу и, как правило, с применением размыва в них грунта.

Погруженные в грунт сваи заполняют бетоном. При малой нагрузке они могут оставаться и без бетонного заполнения. Так поступают, например, при возведении сооружений для нефтяных промыслов на Каспийском море.

По мере погружения стальные сваи могут наращиваться отдельными секциями и достигать в грунте значительной длины. При опирании на твердые породы они могут обладать высокой несущей способностью, иногда до 250—300 *т*.

Несмотря на ограниченное применение из-за большого расхода металла, такие сваи неоднократно использовались при возведении мостовых опор и в портовом строительстве, успешно конкурируя с кессонным способом работ (см. § 87). Эти сваи, в частности, были применены при строительстве опор мостов через Енисей, Волгу, Днепр, Днестр, Лиелупе и другие реки.

Стальные сваи распространены и в практике зарубежного строительства. В качестве примера можно привести устройство на высоких свайных ростверках двух мостовых переходов через пролив Зодерстром в центральной части Стокгольма (Швеция). Один из переходов, строительство которого было закончено в 1959 г., предназначен для автомобильного движения и сооружен на трубчатых стальных сваях диаметром от 45 до 75 *см*. Сваи длиной от 30 до 55 *м* погружены до скалы и заполнены бетоном. Другой переход, сооруженный под пять путей метрополитена, расположен под некоторым углом к первому и также основан на забетонированных трубчатых сваях.

В Норвегии, где распространены скальные грунты, покрытые слоем слабых глин, широко применяют стальные сваи, которые забивают до скалы. Их делают из двутавровых балок или коробчатого сечения из соединенных сваркой уголков. Так как глубина залегания скалы нередко сильно меняется, длину свай назначают с запасом, а после забивки излишки их верхних концов обрезают под один уровень.

Разновидностью металлических свай являются винтовые (рис. 97). Они появились в Англии еще в 40-х годах прошлого столетия

и имели тогда вид наконечников для деревянных свай, завинчиваемых воротом. Вскоре их стали изготовлять целиком из металла. Чугунные винтовые сваи диаметром 25 *см* применялись у нас в 70-х годах прошлого столетия при строительстве мостов на Киевско-Брестской и Среднеазиатской железных дорогах. В начале XX в. они были применены также и на строительстве пристани в Сухумском порту.

С появлением железобетона винтовые сваи практически перестали применяться. Однако в последнее время к ним вернулись вновь и в результате были разработаны современные их конструкции, обладающие высокой грузоподъемностью. Сваи, разработанные во Всесоюзном научно-исследовательском институте транспортного строительства в 1948—1949 гг. имели диаметр винтовой лопасти до 2,4 *м*, а глубина их погружения в грунт превышала 20 *м*.

Завинчивание свай ведут с помощью мощных кабестанов. Такие сваи были применены на строительстве опор некоторых железнодорожных мостов взамен глубоких фундаментов и дали экономию. Их применили также на строительстве в 1955 г. опор пирса портового элеватора в Одессе. Здесь длина свай достигала уже 40 *м* при диаметре винтовой лопасти 2,2 *м*. Сваи прорезали мощный слой илистых отложений и заглублялись в подстилающий плотный грунт, залегающий на глубине 36 *м* ниже уровня моря. Расчетная нагрузка на сваю составляла 500 *Т*. На ее завинчивание требовалось от 4,5 до 10,5 *час*.

Рис. 97. Винтовая металлическая свая

На винтовые, как и на другие стальные сваи, расходуется много металла. В связи с этим у нас были разработаны конструкции, где стальная оболочка ствола заменена сборной железобетонной. Для погружения такой сваи применяется стальной сердечник, помещаемый внутри оболочки и соединяемый с винтовой лопастью. После завинчивания его отсоединяют и используют для погружения других свай. Применяют для завинчивания также инвентарную стальную оболочку, внутри которой помещают железобетонный ствол сваи.

Металлические сваи подвержены коррозии, особенно в пределах колебания уровня окружающей воды. Для их защиты применяют обмазки битумами, каменноугольными смолами и другие антикоррозийные средства. Вообще же считают, что при надлежащем уходе металлические сваи могут служить до 100 лет.

Железобетонные сваи. Железобетонные сваи изготовляют монолитными и сборной конструкции. Монолитные сваи появились еще в начальный период развития строительства из железобетона

и получили широкое распространение. Появление свай сборной конструкции относится уже к современному периоду развития строительства.

Монолитные железобетонные сваи изготовляют квадратного и прямоугольного сечения. Размеры квадратных свай в сечении находятся в пределах от 20×20 до 40×40 *см* и принимаются кратными 5 *см*. Сваи прямоугольного сечения обычно имеют размеры сторон 20×40 или 25×50 *см*.

Длину свай определяют без учета размеров заострения. Ее назначают кратной 0,5 *м* — для свай длиной от 3 до 6 *м* и кратной 1 *м* — для более длинных свай. Применяют также квадратные сваи с цилиндрической полостью внутри. Их размеры в сечении бывают 25×25 и 30×30 *см* при толщине стенок в наиболее узком месте не менее 4 *см*.

В монолитных железобетонных сваях применяют для продольного армирования стальную стержневую арматуру обычно периодического профиля диаметром не менее 12 *мм*. Для армирования в поперечном направлении используют низкоуглеродистую проволоку или катанку толщиной не менее 5 *мм*. Шаг поперечной арматуры у концов сваи принимают равным 5 *см*, у ее середины увеличивают до 10, а затем до 20 *см*. Концы продольной арматуры в пределах заострения отгибают к оси сваи, где их объединяют в пучок, заключенный в обойму.

При твердых грунтах заостренную часть сваи усиливают стальным башмаком. Головную часть сваи, непосредственно воспринимающую ударную нагрузку при забивке, усиливают тремя сетками, располагаемыми перпендикулярно ее оси на расстояниях 5 *см* друг от друга. Заострение устраивают по форме четырехгранной пирамиды с уклонами граней к оси сваи, равными 1 : 1,5. Для захвата тросами в тело сваи заделывают скобы в местах, определяемых расчетом на изгиб от собственного ее веса.

Марку бетона берут для свай с обычной и предварительно напряженной арматурой соответственно не менее 200 и 300. Соблюдают также требования и в отношении морозостойкости бетона, если сваи будут находиться в условиях переменного замораживания и оттаивания окружающей их воды.

В качестве примера на рис. 98 изображено устройство сваи (сечением 35×35 *см*) из обычного железобетона. Армирование предварительно напряженной сваи аналогично обычной, но отличается наличием некоторых деталей, необходимых для обеспечения натяжения арматуры.

Монолитные железобетонные сваи, особенно при их больших размерах, обладают значительным весом. Это затрудняет их транспортировку и забивку, требуя применения мощных сваебойных средств. Так, при забивке свай сечением 60×60 *см* и длиной 35 *м* в Манильском порту применяли молот весом 13,5 *Т*, а для погружения свай сечением 45×45 *см* и длиной 22 *м* в Ленинградском порту

был использован молот весом 9*Т*. Поэтому длинномерные сваи в целях уменьшения их веса стали устраивать трубчатой конструкции.

Одним из первых примеров применения трубчатых железобетонных свай является устройство опор Лидингского моста в Швеции, сооруженного в 1922—1923 гг. Мост, соединяющий остров Лидинго со Стокгольмом, имеет конструкцию опор в виде высокого свайного ростверка. Сваи диаметром 93 *см* и длиной 44 *м* погружались с открытым нижним концом, а грунт удалялся размывом. Они прорезали слой глины 20 *м* и гальки около 3,5 *м* и достигали подошвой скалы, после чего были забетонированы.

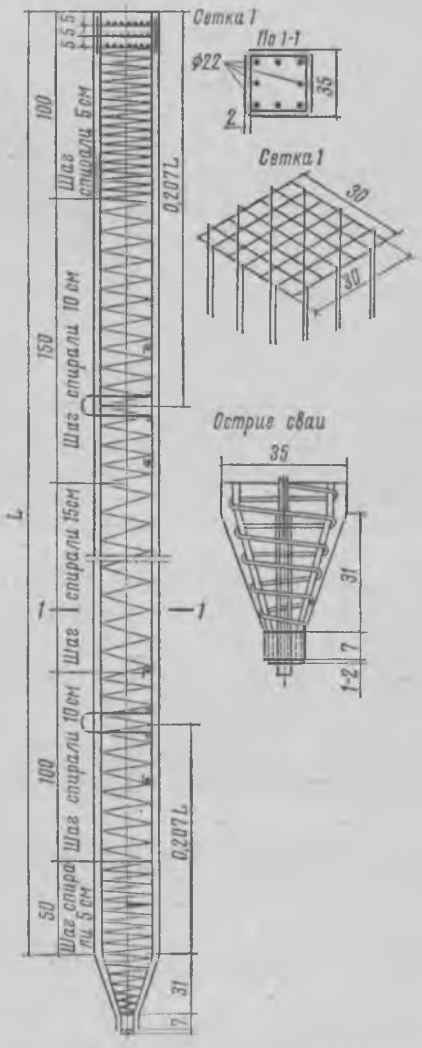

Рис. 98. Железобетонная забивная свая

Трубчатые сваи применялись при строительстве через озеро Пончертрейн у Нового Орлеана (США) железобетонного автодорожного моста длиной 38,2 *км*, сооруженного в 1955 г. Мост этот балочный сборной конструкции с пролетами по 17,7 *м*. Каждая его опора была устроена из двух свай диаметром 1,37 *м*, перекрываемых насадкой, на которую опиралось пролетное строение. Сваи собирали на берегу из звеньев железобетонных оболочек длиной по 4,88 *м*. В стыках их склеивали, а склеенную сваю стягивали проволочной арматурой, пропущенной через продольные отверстия в ее теле. Длина готовых свай достигала 25—30 *м*; их погружение велось путем забивки молотом. Глубина воды по трассе мостового перехода составляет около 4,5 *м*. Ниже уровня дна залегают илы—7—8 *м*, подстилаемые более плотными грунтами.

Сваи были забиты в среднем на глубину 22 *м* ниже уровня воды в озере до плейстоценовых отложений, состоящих из песка и плотной глины, содержащих примеси ракушки и илистые включения.

Расчетная нагрузка на сваю была по данным испытаний принята равной 140 *Т*.

Известны многие другие случаи применения трубчатых железобетонных свай в строительстве мостов и портовых сооружений, к числу которых относятся набережная в порту Гавр во Франции, набережная для танкеров вблизи Саутгемптона в Англии и т. п. В СССР в послевоенный период также был построен ряд сооружений на трубчатых железобетонных сваях, к числу которых, в частности, относятся мост Свободы через Большую Невку в Ленинграде и железнодорожные мосты через Учу и Клязьму. Такие сваи во многих случаях успешно заменяют металлические стальные оболочки и имеют, как правило, более экономичное решение, чем устройство глубоких опор кессонным способом (см. § 87).

Сборные железобетонные сваи трубчатой конструкции собирают из отдельных элементов или секций, изготовляемых в заводских условиях или на полигоне. Их погружают в грунт с закрытым или открытым нижним концом. При этом сборку свай можно произвести заранее и затем уже вести их забивку, как это, например, было сделано на строительстве упомянутого моста через озеро Пончертрейн. Однако их сборку можно вести также и путем наращивания оболочки секциями по мере погружения, что было предложено у нас применительно к оболочкам различного диаметра (до 5—6 *м*) и широко внедрено в практику строительства К. С. Силиным. От указанных оболочек сборные сваи отличаются лишь сравнительно небольшим их диаметром, и поэтому отдельно от устройства опор из сборных железобетонных оболочек они не рассматриваются (см. § 88).

Бетонные сваи. Сваи этого типа устраивают посредством бетонирования скважин, пройденных в грунте либо забивкой инвентарной трубы, погружаемой обычно с закрытым нижним концом, либо бурением. В настоящее время имеется много разновидностей этих свай, из которых отметим лишь наиболее современные и представляющие наибольший интерес.

Бетонные сваи в скважинах, образуемых забивкой инвентарной трубы, устраивают так же, как и вибронабивные «песчаные» сваи (см. § 57). Различие заключается лишь в том, что погруженную в грунт трубу заполняют бетоном.

Другой разновидностью являются сваи, устраиваемые с применением молота одиночного действия и получившие название частотрамбованных. В этом случае забитая в грунт и заполненная бетоном инвентарная труба подвергается при работе молота воздействию знакопеременных усилий. При ударе молота труба осаживается вниз, а при его подъеме несколько приподнимается вверх, что осуществляется благодаря применению оригинальной конструкции зацепления ее головки с молотом. С повторением циклов работы молота происходит поочередное движение трубы вверх и вниз. Его регулируют с таким расчетом, чтобы за каждый цикл труба поднималась вверх на 2—2,5 *см*. В процессе указанных перемещений бетон

в скважине трамбуется и некоторое уплотнение получает окружающий грунт. Поверхность сваи приобретает при этом волнистый вид.

Для устройства частотрамбованных свай обычно применяют стальные трубы диаметром 40—45 *см*. Частотрамбованные сваи, в частности, были применены на строительстве высотного здания гостиницы на Комсомольской площади в Москве.

Устройство бетонных свай в буровых скважинах, как уже указывалось, было предложено впервые у нас А. Э. Страусом в 1899 г. Для этих свай бурят скважины диаметром 25—40 *см* до твердого грунта и закрепляют обсадными трубами. В скважину послойно укладывают бетон, который уплотняют, а обсадную трубу приподнимают. Следят, что поверхность уложенного бетона всегда оставалась немного выше нижнего конца трубы. Применение вибраций облегчает подъем трубы и улучшает качество уплотнения бетона, которым в данном случае скважина заполняется на всю ее глубину.

Если в скважине стоит вода и откачать ее нельзя из-за большого притока или опасности разрыхления грунта, бетонирование ведут подводным способом. На основе идеи Страуса позднее появились пневмонабивные сваи.

Сваи Страуса имеют сравнительно небольшую опорную площадь подошвы, которая при их работе в качестве стоек иногда оказывается недостаточной. В связи с этим появились набивные сваи с уширением внизу. Такое уширение достаточно просто можно устроить с помощью сердечника. Для этого в скважину помещают некоторое количество бетона, а обсадную трубу поднимают на высоту устраиваемого уширения. В свежеуложенный бетон забивают сердечник, который его раздвигает в стороны. В скважину вновь помещают некоторое количество бетона и с помощью сердечника его также раздвигают в стороны. Эти операции повторяют до тех пор, пока не будет получено уширение требуемых размеров, о чем судят по количеству израсходованного бетона.

Другим более распространенным способом развития опорной площади подошвы сваи является устройство камуфлетного уширения в нижней ее части. Здесь на дно скважины опускают заряд взрывчатого вещества и ее заполняют бетоном, а обсадную трубу для предохранения от повреждения несколько приподнимают.

В результате взрыва в нижней части скважины образуется приблизительно сферическая полость, в которую опускается бетон. После этого скважину вновь заполняют бетоном, а обсадную трубу извлекают. Для связи сваи с ростверком устанавливают арматуру. Недостатком этих свай является невозможность проверить размеры уширения и качество заполнения его бетоном.

Для устранения этого недостатка на бетон, уложенный в скважину, можно после удаления обсадной трубы установить заранее изготовленный железобетонный ствол сваи. После взрыва заряда указанный ствол, действуя подобно поршню, облегчает перемещение бетона из скважины в образовавшуюся внизу полость.

Для лучшей гарантии качества работ необходимо опустившийся ствол вдавливанием или несколькими ударами легкого молота погрузить дополнительно еще на некоторую величину, что одновременно позволит также и хорошо выровнять верх свай под один уровень.

Щель между стволом сваи и стенкой скважины, которая может остаться незаполненной бетоном, следует залить цементным раствором или хорошо затрамбовать грунтом. На теле ствола сваи в соответствующем месте полезно сделать небольшое уширение в целях лучшего ее закрепления в устье скважины.

Камуфлетные взрывы применяют также для устройства уширения в основании опор, сооружаемых из стальных или железобетонных оболочек. При большом диаметре труб рекомендуются заряды кольцевой формы, которые располагают на дне скважины по периметру ее стенок. Чтобы не разрушить взрывом нижнюю часть оболочки в устойчивых грунтах, скважину дополнительно углубляют на высоту уширения.

К числу бетонных свай следует отнести также и буровые опоры, устраиваемые в скважинах диаметром от 0,6 до 2,0 *м*, проходку которых ведут под глинистым раствором без применения обсадных труб. Глинистый раствор имеет удельный вес 1,2—1,25 *т/м*^{3}. Он удерживает стенки скважины от обрушения, а при непрерывной циркуляции выносит также выбуренные породы наружу к отстойнику, откуда вновь поступает в скважину, и цикл повторяется. Бетонирование скважины ведут через вертикально перемещающуюся трубу (ВПТ). По мере укладки бетона глинистый раствор оттесняется вверх.

Можно также заполнять скважины секциями железобетонных оболочек, которые после установки бетонируют. Устроенная опора может работать лишь как стойка, так как вследствие смазки стенок скважины глинистым раствором сопротивление сил трения здесь невелико.

Способ бурения скважин под глинистым раствором был успешно применен в 1960—1961 гг. при устройстве опор моста через р. Цну на автомобильной дороге Москва — Куйбышев, возводившихся в сложных грунтовых условиях. Он был использован также на строительстве опор городских мостов через Иртыш и Омь в Омске, через Иртыш в Павлодаре и в некоторых других случаях.

Значительно раньше, чем в строительстве, начиная примерно с 1930 г., бурение под глинистым раствором стали применять в горном деле для проходки вертикальных шахт (Голландский рудник Хендриг, Подмосковный угольный бассейн и др.). Теоретическое же обоснование этого метода работ было дано Н. М. Герсевановым в 1948 г. [5].

В зарубежной практике известны многие виды бетонных свай, различающиеся технологией их устройства и применяемым оборудованием. Во Франции распространены сваи Беното, которые устраивают, погружая в грунт стальные инвентарные трубы диамет-

ром от 0,9 до 1,5 *м*. Разработку грунта ведут грейферным молотом, а механизм установки сообщает трубе поступательно-вращательное движение, что облегчает погружение, которое ведут до твердых пород, обычно до скалы. Пройденную скважину бетонируют, а трубу извлекают.

В США находят применение сваи Раймонда, устраиваемые посредством забивки в грунт с помощью специального сердечника тонкостенной стальной оболочки конической формы, которую затем заполняют бетоном. Распространены также сваи с уширением в нижней их части, которое делают либо посредством механического уширителя (сваи Або-Лоренца), либо с помощью камуфлетных взрывов (сваи Вильгельми).

Особенно большое распространение имеют сваи Франки, где в нижней части трубы специальным уплотнителем со сферической подошвой вначале запрессовывают бетонную пробку высотой до 1 *м*, а затем ведут погружение трубы на заданную глубину. После пробку выбивают, скважину бетонируют, а трубу одновременно извлекают. Во Франции применяются также бетонные сваи, устраиваемые путем бурения скважин под глинистым раствором.

§ 65. Виды ростверков на сваях

Конструктивно сваи, как уже указывалось, объединяют поверху ростверком, который способствует также и выравниванию осадки свай. По роду материалов ростверки подразделяют на деревянные, бетонные и железобетонные.

Деревянные ростверки имеют вид подмости, и их устраивают лишь на деревянных сваях, если дерево постоянно будет находиться ниже самого низкого горизонта воды не менее чем на 0,5 *м*. В старину такие ростверки имели широкое распространение. Теперь их чаще заменяют бетонной подушкой, устройство которой проще. Деревянные ростверки применяют лишь в случаях, когда в конструкции свайного фундамента имеются сваи, работающие на растяжение. Здесь их надежно соединяют посредством врубок с элементами самого ростверка.

Бетонные ростверки или подушки применяют на любых сваях. Обычно их делают толщиной 0,7—0,8 *м*, а в опорах крупных сооружений — не менее 1 *м*. При опирании на сваи сплошной железобетонной плиты такая подушка может быть устроена минимальной толщины, достаточной, чтобы покрыть головы свай и образовать ровную поверхность для разбивки сооружения.

Бетонные подушки не обеспечивают надежного закрепления свай, работающих на растяжение. В этом случае ростверки делают железобетонными, а их арматуру надежно соединяют с арматурой свай. Бетонные сваи могут работать лишь на сжатие.

При компактном расположении свай в плане их головы иногда бывает целесообразно заключить в железобетонную оболочку и за-

полнить ее бетоном. Головы свай здесь получают хорошую заделку в бетон, который в окружающей его оболочке будет находиться как в обойме.

В настоящее время начали применять составные железобетонные ростверки сборной конструкции. Их сопряжение между собой и со сваями или оболочками осуществляют посредством сварки выпусков арматуры или закладных частей. Разработка различных конструкций таких ростверков продолжается.

§ 66. Свайные фундаменты для зданий

В последнее время в массовом жилищном строительстве у нас стали достаточно широко применять свайные фундаменты взамен обычных. Их применение сокращает земляные работы, а при возведении бесподвальных зданий они почти полностью отпадают. Строительство свайных фундаментов выполняется современными индустриальными методами, что снижает трудоемкость работ нулевого цикла. Кроме того, в сравнении с обычными свайные фундаменты, как правило, дают меньшие осадки. Это имеет особенно большое значение для строительства крупнопанельных зданий, более чувствительных к неравномерным деформациям грунтов их оснований.

Строительство зданий на свайных фундаментах взамен обычных стало распространяться в нашей стране еще в 1955—1956 гг. В настоящее время накоплен достаточно большой опыт их применения. В основном используют забивные железобетонные сваи квадратного сечения сплошные или с цилиндрической полостью внутри. Наибольшее применение имеют сваи длиной от 3 до 6 *м*, называемые короткими.

Применяются и другие виды свай. Так, в Ленинграде в качестве забивных свай были использованы обычные канализационные трубы диаметром 66 и 78 *см* при длине 6 *м*. Их изготовляют в кассетных формах с применением вибрирования.

В Киеве получены положительные результаты по устройству для зданий свай с камуфлетным уширением внизу. Бурение скважин для этих свай глубиной до 3 *м* ведут с помощью самоходной буровой установки.

В Рязани, где широко развернуто строительство зданий на коротких забивных сваях, нашли в их числе применение также сваи пирамидальной формы, обладающие в сравнении с обычными призматическими более высокой несущей способностью.

Там же успешно были проведены испытания опытных свай, напряженно-армированных лишь одним продольным центрально расположенным стальным стержнем. Эти сваи хорошо выдержали перевозку, погрузочно-разгрузочные операции и забивку. По расходу стали и простоте устройства они оказались весьма рациональными.

Свайные фундаменты для крупнопанельных, крупноблочных и других видов каменных зданий массового строительства применяют обычно в тех случаях, когда в них отсутствуют подвалы или они занимают в плане не более 15% от площади пола первого этажа. Их используют также для строительства зданий с цокольным этажом или техническим подпольем.

Решение вопроса о целесообразности применения свайного или обычного фундамента принимают на основе проведения технико-экономических расчетов и сравнения вариантов. При этом часто свайные фундаменты получаются выгоднее обычных ленточных, если глубина заложения последних превышает 1,7 *м* от поверхности планировки.

Для составления рабочих чертежей свайных фундаментов необходимо иметь при однородных геологических условиях не менее двух скважин под каждое здание при квартальной застройке и не менее трех скважин для строительства отдельных зданий. В более сложных условиях количество скважин может повышаться. Считают, что глубина проходки скважин в песчаных и глинистых грунтах, как правило, должна превышать предполагаемое заглубление свай на 5 *м*.

При проектировании свайных фундаментов предпочтение отдают сваям с предварительно напряженной арматурой. Сваи принимают не короче 3 *м*, а их заглубление ниже подошвы ростверка должно быть не менее 2,5 *м*.

Рекомендуется в проектах выбирать сваи, руководствуясь имеющимися типовыми чертежами. При этом под один дом следует, как правило, назначать сваи одних и тех же размеров.

Сваи под стенами зданий обычно располагают в один ряд по оси приложенной вертикальной нагрузки, но при большой ее величине их можно размещать также и в 2 ряда. Шаг свай выбирают одинаковым. При этом обязательно помещают сваи под углами здания, а при крупнопанельных зданиях также и в местах пересечения продольных и поперечных стен. Стремятся, чтобы каждая панель опиралась не менее чем на 2 сваи.

Для забивки свай применяют молоты одиночного действия, дизель-молоты и вибропогружатели. Вес ударной части молота должен быть не менее чем в 1,25 и 1,5 раза больше веса сваи при ее забивке соответственно в грунты средней плотности и плотные.

Вибропогружение целесообразно применять в водонасыщенных песках, особенно мелких и пылеватых, и в глинистых грунтах пластичной и текучей консистенции.

В случае применения полых свай их полости после забивки заполняют уплотненным песком, а в пределах зоны сезонного промерзания грунтов устраивают бетонную пробку, в которую закладывают арматурные стержни для связи с ростверком.

Забитые сваи перекрывают ленточным ростверком преимущественно сборной конструкции. Ростверки армируют сварными сетками.

Марку бетона берут не ниже 200 для сборных и не менее 150 для монолитных ростверков. Стальные закладные детали и сварные соединения тщательно защищают антикоррозийным покрытием. При необходимости принимают меры к повышению стойкости бетона свай и ростверков от воздействия агрессивных вод.

Некоторые примеры сопряжения головок свай с ростверками даны на рис. 99.

Свайные фундаменты стали применять в последнее время и в сельском строительстве, но здесь преимущественное распространение получили короткие набивные сваи, которые называют также набивными столбчатыми фундаментами.

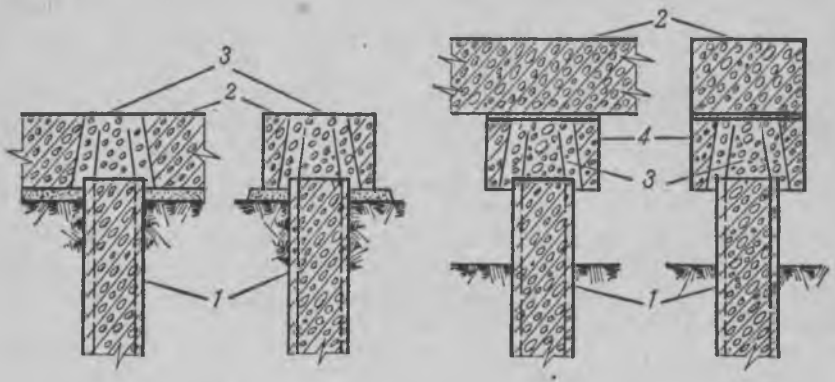

Рис. 99. Примеры устройства балочного ростверка (рандбалки) на сваях в случаях его расположения на грунте и над грунтом (справа):
1 — свая; *2* — ростверк; *3* — бетон марки 200; *4* — оголовок

Короткие набивные сваи устраивают в грунтах, способных удерживать стенки скважин без креплений. Бурение скважин ведут на глубину 2—3 *м* самоходной буровой установкой. Их диаметр обычно находится в пределах 0,4—1,0 *м*, что определяет и диаметр набивной сваи. Однако возможно устройство для свай более глубоких скважин и большего диаметра, если это позволяет оборудование имеющейся самоходной установки.

Бетонирование сваи ведут послойно. Бетон укладывают в скважину слоями по 0,2—0,3 *м* с тщательным уплотнением трамбованием или вибрациями. Для набивных свай применим также и грунтобетон.

Готовая свая имеет хороший контакт с окружающим грунтом, природное сложение которого сохраняется не нарушенным, и связана с ним силами сцепления, возникающими при твердении бетона. При осадке сваи на ее боковой поверхности возникают силы сопротивления грунта, которые существенно повышают ее несущую способность. Фундаменты из коротких набивных свай экономичны и требуют несложной механизации при возведении.

Для колонн сельскохозяйственных зданий, кроме набивных свай, применяют также и их установку непосредственно на дно пробуренных в грунте скважин. В этих целях длину колонн назначают с учетом предстоящего заглубления их нижнего конца в грунт.

На дно каждой скважины перед установкой колонны укладывают выравнивающий слой бетона и закрывают сверху круглой железобетонной плитой. Такая подготовка основания под колонну необходима для обеспечения правильного ее расположения на заданном в проекте уровне. После выравнивания установленной колонны по отношению к другим колоннам, щель вокруг нее в грунте тщательно заполняют хорошо уплотненным бетоном.

Сваи применяют также и при строительстве зданий на просадочных и набухающих грунтах. В просадочных грунтах сваи используют для уплотнения их в целях уменьшения просадочных свойств или для передачи нагрузки на нижележащие непросадочные грунты (см. гл. XXI). В набухающих грунтах сваями прорезают толщу, в пределах которой наблюдается наиболее активное изменение их влажности. Это позволяет избежать непосредственного воздействия на подошву фундамента сил пучения набухающего грунта, которое возникает при его увлажнении и является наиболее опасным.

Набухание грунтов обычно наблюдается при проникании в их толщу атмосферных осадков и периодически повторяется, чередуясь с усадкой, происходящей при их высыхании. Глубина зоны активного колебания влажности в грунте зависит от климатических условий района строительства, характера поверхностного стока воды и других причин. Она определяется по данным наблюдений за сезонными изменениями влажности грунта на различных глубинах от его поверхности.

Оказывает влияние на режим влажности грунта также и растительность, которая в сухое время года способствует осушению грунтов и их усадке. Так, в Англии, где на больших площадях распространены глины, подвергающиеся значительной усадке и набуханию при колебаниях влажности, наблюдается периодически усадка грунта, сопровождающаяся его растрескиванием, вызванная осушающим действием растительности. Такое осушение при травянистом покрове распространяется на глубину до 1,2 *м*, а у деревьев оно достигает 3 *м*.

Чтобы избежать деформаций зданий, к появлению которых особенно чувствительны легкие провинциальные постройки, при их строительстве на набухающих глинах начали применять набивные сваи. Скважины для этих свай бурят на глубину, превышающую зону наиболее заметных колебаний влажности в грунте.

Глава XVI

РАСЧЕТ СВАЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

§ 67. Общие сведения

Свайные фундаменты и их основания рассчитывают по трем предельным состояниям:

по несущей способности (по прочности или устойчивости) — сваи, ростверки, основания свайных фундаментов;

по деформациям (по осадкам и перемещениям) — основания и конструкции свайных фундаментов;

по трещиностойкости (по образованию или раскрытию трещин) — железобетонные сваи и сваи-оболочки, ростверки.

Расчет свайных фундаментов по первому предельному состоянию ведут на воздействие расчетных нагрузок от сооружений. При этом учитывают расчетные характеристики грунтов и расчетные сопротивления материалов свай и ростверков. В указанном расчете определяют несущую способность свай, которую находят как по сопротивлению окружающего грунта, так и по прочности их материала, принимая окончательно меньшее из полученных двух значений.

Расчет ростверков ведут по прочности их материала.

Для оснований свайных фундаментов производят расчет их устойчивости. Его выполняют лишь в случаях, когда на сооружение действуют горизонтальные силы или когда площадка строительства ограничена с одной стороны откосом. Расчеты устойчивости оснований изложены в гл. VII.

Расчет по второму предельному состоянию ведут для оснований фундаментов, сооруженных из висячих свай. В расчете рассматривают воздействие нормативных нагрузок на основание и учитывают нормативные характеристики грунтов. Целью этих расчетов является определение вероятной осадки и крена сооружений, возведенных на сваях. При их выполнении используют сведения, изложенные в гл. VIII.

Расчеты перемещений производят для конструкций высоких свайных ростверков и горизонтально нагруженных свай. Расчеты высоких ростверков основаны на использовании методов строительной механики и излагаются в специальных трудах [5, 15]. Расчету горизонтально нагруженных свай посвящены также многие работы. Некоторые сведения о расчете таких свай приведены ниже (см. § 70 и 71).

Расчет по третьему предельному состоянию ведут на усилия от расчетных нагрузок, руководствуясь требованиями, предъявляемыми в отношении трещинообразования к элементам железобетонных конструкций (СНиП II-В. 1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции»). При этом в сваях и сваях-оболочках с предвари-

тельно напряженной арматурой появление трещин не допускается. Если же для свай применена арматура без предварительного напряжения, то раскрытие трещин считают возможным, но их ширина не должна превышать 0,3 *мм*.

При решении вопроса о целесообразности применения свайного фундамента, выборе его типа и материала для свай учитывают требования по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве (ТП 101—65).

Учитывают также применительно к сваям соответствующие указания и правила по антикоррозийной защите строительных конструкций. По этой причине появление трещин не допускается, в частности, в железобетонных сваях и ростверках, омываемых водой и находящихся в зоне переменного замораживания и оттаивания или подверженных воздействию агрессивных вод.

Свайные фундаменты проектируют в соответствии с указаниями СНиП II-Б, 5-67 «Свайные фундаменты» (нормы проектирования). В этих нормах приведены указания по расчету забивных и набивных свай, свай-оболочек, свай винтовых и с камуфлетным утолщением внизу, а также изложены дополнительные требования к проведению инженерно-геологических изысканий на площадке строительства.

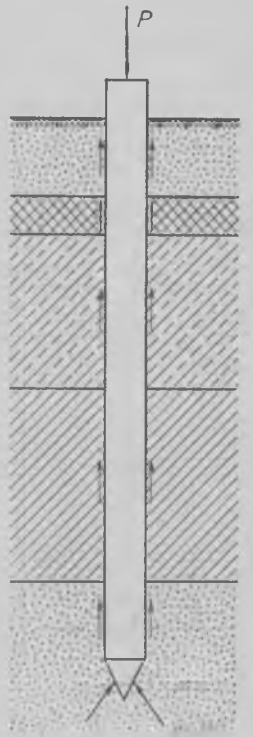

Рис. 100. Схема работы висячей сваи в грунте

§ 68. Расчет свай по нормативным сопротивлениям грунтов

При расчете висячих свай полагают, что приложенная к ним вертикальная нагрузка уравновешивается реакцией грунта, действующей на заостренную часть нижнего конца сваи, и его сопротивлением, распределенным по боковой поверхности ее ствола (рис. 100).

В зависимости от глубины забивки сваи и свойств окружающего грунта соотношение указанных сил может быть различным. Оно, очевидно, изменяется и в процессе нагружения сваи, по мере увеличения ее осадки, а потому найти действительное соотношение указанных сил весьма трудно.

Решение этой сложной задачи связано с необходимостью определения деформаций сваи и окружающего грунта, характер развития которых в зависимости от нагрузки изучен пока еще слабо. Поэтому расчет висячих свай ведут приближенными способами, проверяя в необходимых случаях полученные результаты посредством динамических и статических испытаний.

Несущую способность (расчетное сопротивление) забивной висячей сваи определяют приближенно по формуле

$$P_c = km\,(R^н F + u \sum f_i^н l_i), \qquad (171)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы, который считают равным 1;

$R^н$ — нормативное сопротивление грунта в плоскости острия сваи, принимаемое по табл. 20;

Таблица 20

Нормативные сопротивления грунта под нижними концами забивных свай $R^н$, т/м²

Глубина забивки сваи, м	Для песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	и для глинистых грунтов при консистенции B, равной						
	⩽0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750 / 700	650 / 400	300	290 / 200	180 / 120	120 / 100	60
4	830	660 / 510	380	300 / 250	190 / 160	125	70
5	880	670 / 620	400	310 / 280	200	130	80
7	970	690	430	330	220	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

F — площадь поперечного сечения сваи;

u — периметр площади F;

$f_i^н$ — нормативное сопротивление i-того слоя грунта на боковой поверхности сваи, принимаемое по табл. 21;

l_i — мощность i-того слоя грунта.

Табл. 20 и 21 составлены для случая забивки свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами. Для других случаев погружения свай нормативные сопротивления грунтов $R^н$ и $f^н$ принимают с поправочными коэффициентами $m_п$, значения которых приведены в СНиП II-Б. 5-67. В частности, при погружении сваи с подмывом принимают для определения $f^н$ коэффициент $m_п = 0{,}9$, если на последнем метре погружения забивка сваи про-

Таблица 21

Нормативные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай $f^н$, $т/м^2$

Глубина до середины слоя грунта, $м$	Для песчаных грунтов средней плотности (при забивке свай без подмыва)					
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	и для глинистых грунтов при консистенции B, равной					
	$\leqslant 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,8	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Примечания к табл. 20 и 21. 1. Для глубин 3,4 и 5 $м$, где $R^н$ представлена двумя цифрами, верхняя относится к пескам, а нижняя — к глинистым грунтам.

2. Для плотных песков табличные значения $R^н$ и $f^н$ увеличивают на 30%.

3. Глубины, обозначенные в таблицах, считают от природного рельефа грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой или намывом до 3 $м$, а в остальных случаях принимают по указаниям СНиП II-Б. 5-67.

4. При заглублении нижнего конца сваи в слой рыхлого песка или глинистого грунта консистенции $B>0,6$ ее сопротивление определяют по результатам испытаний пробных свай.

исходит без подмыва. При забивке полых свай, погружаемых с открытым нижним концом, берут для определения $R^н$ коэффициент $m_п=0,7$, если диаметр полости более 40 $см$, а при меньшем ее диаметре считают $m_п=1,0$. Различные значения поправочного коэффициента $m_п$ даются для определения $R^н$ и $f^н$ при забивке свай вибропогружателями и т. д.

Кроме табличных данных СНиП II-Б. 5-67 предусматривает непосредственное определение нормативных сопротивлений грунтов $R^н$ и $f^н$ в полевых условиях способом статического зондирования, краткое описание которого было дано в § 15.

Нормы рекомендуют применять зонды диаметром 3,6 $см$, позволяющие при вдавливании находить величину сопротивлений грунта одновременно как на боковой их поверхности, так и под наконечником. При этом требуется, чтобы погружение зонда велось со скоростью, не превышающей 0,5 $м/мин$.

Для расчета по формуле 171 принимают за нормативное сопротивление грунта под подошвой свай $R^н$ половину той средней

величины удельного его сопротивления, которое было измерено при проникании в него наконечника зонда. Нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи $f^н$ считают таким же, какое было получено при испытаниях на боковой поверхности зонда.

Формулой 171 можно воспользоваться также и для определения несущей способности набивных свай, но нормативные характеристики сопротивления грунтов $R^н$ и $f^н$ здесь будут иными.

Нормативные характеристики сопротивления грунтов на боковой поверхности набивных свай $f^н$ находят по табл. 21, умножая их на коэффициент условий работы m_f. Для свай, устраиваемых в буровых скважинах (буронабивные сваи), этот коэффициент принимают равным 0,6 для песков и 0,5 для глинистых грунтов. Для частотрамбованных свай коэффициент m_f берут равным 0,7 и 0,6 соответственно для песчаных и глинистых грунтов. Для свай-оболочек, погружаемых вибрированием с выемкой грунта из их полости, m_f будет иметь значения 1,0 для песков, 0,9 для супесей, 0,7 для суглинков и 0,6 для глин.

Величину нормативного сопротивления глинистых грунтов $R^н$, залегающих под подошвой набивных свай, определяют по табл. 22, а для мостов — по формуле 70, принимая в ней характеристики грунтов по данным изысканий.

Таблица 22

Нормативные сопротивления глинистых грунтов $R^н$ ($T/м^2$) для расчета набивных свай

Глубина до подошвы сваи, *м*	При консистенции грунта *B*, равной			
	0	0,2	0,4	0,6
3	60	50	35	25
5	75	60	45	35
10	110	90	75	60
20	180	160	135	105

Для песков и крупнообломочных грунтов с песчаным заполнением пор $R^н$ вычисляют по формуле проф. В. Г. Березанцева:

$$R^н = 0{,}65\beta\,(\gamma d A_к + \alpha\gamma_1 h B_к), \qquad (172)$$

где α, β, $A_к$ и $B_к$ — безразмерные коэффициенты, значения которых, определяемые в зависимости от величины нормативного угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$, приведены в приложении 3;

γ и γ_1 — объемный вес грунтов, залегающих в основании сваи и у ее боковой поверхности (берут с учетом взвешивания водой);

d и h — диаметр сваи и ее заглубление от поверхности природного рельефа грунта или планировочной отметки (при планировке срезкой), а для опор мостов — от отметки, определяющей глубину возможного размыва в русле реки.

В отличие от висячих свай несущая способность свай стоечного типа будет зависеть лишь от прочности грунта, залегающего под их подошвой. Поэтому при вычислении расчетного сопротивления сваи-стойки следует второе слагаемое в формуле 171 положить равным нулю.

Для забивных свай, опирающихся нижним концом на скальные или крупнообломочные грунты с песчаным заполнением, а для свай под опоры мостов также и на глинистые грунты твердой консистенции, СНиП II-Б. 5-67 рекомендуют принимать $R^н = 2000$ $т/м^2$ и считать $кт = 0{,}7$. Для набивных свай и свай-оболочек, опирающихся также на скалу, в нормах даны указания по определению $R^н$ в зависимости от временного сопротивления ее образцов на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии. При этом здесь считают $кт = 0{,}5$.

Возможность использования в качестве основания свай-стоек сильнотрещиноватых, выветрившихся или размягченных скальных грунтов, а также содержащих прослойки нескальных грунтов определяют по данным полевых испытаний.

Для определения расчетного сопротивления забивных свай и свай-оболочек, работающих на выдергивание, можно также воспользоваться формулой 171, но здесь в ней уже следует положить первое слагаемое равным нулю. При этом коэффициент условий работы m принимают равным 0,6, если глубина забивки сваи в грунт меньше 4 $м$. Если же она равна или превышает 4 $м$, то берут $m = 0{,}8$.

Изложенные расчеты забивных и набивных свай позволяют приближенно оценить их несущую способность по сопротивлению окружающего грунта. Однако, кроме этого, необходимо еще произвести расчет свай и по прочности их материала на действие приложенных к ним осевых нагрузок. В расчете высоких свайных ростверков учитывают явление продольного изгиба для свободно возвышающихся концов свай.

Забивные сваи рассчитывают еще на нагрузки от собственного веса, вызывающие их изгиб во время перемещений при выполнении погрузочно-разгрузочных операций и при подъеме на копер. В этих расчетах сваю рассматривают как балку, которая для захвата краном крепится в двух точках, отстоящих от ее концов на 0,207 L, а при переводе из горизонтального положения в вертикальное для забивки — в точке, удаленной от конца головной ее части на 0,294 L, где L — длина сваи. Нагрузки от собственного веса здесь принимают с учетом коэффициента динамичности, который берут в расчете на прочность и трещиностойкость соответственно равным 1,5 и 1,25.

§ 69. Определение сопротивления свай по результатам динамических и статических испытаний

В расчете свай динамическим методом исходят из следующего уравнения работы свободно падающего тела (молота):

$$QH = P_{\text{пр}}e + Qh + \alpha QH. \qquad (173)$$

Здесь $P_{\text{пр}}e$ представляет собой работу, затрачиваемую на погружение сваи за один удар молота. При этом $P_{\text{пр}}$ означает предельную величину сил сопротивления грунта, приложенных к свае, а e — происшедшее ее погружение, которое называют *отказом*. Второй член рассматриваемого уравнения Qh характеризует работу упругих сил, в результате действия которых наблюдается подскок молота весом Q на высоту h. Последний член уравнения αQH учитывает ту долю от общей работы QH, которая затрачивается на нагрев соударяющихся предметов и возникновение остаточных деформаций. Эту работу называют потерянной, определяя ее величину с помощью коэффициента α, имеющего значение меньше единицы.

При выводе многих динамических формул ранее считали, что входящий в уравнение 173 коэффициент α имеет некоторое постоянное значение. В результате этого вычисляемое $P_{\text{пр}}$ получалось нередко ошибочным, отличающимся от действительного в несколько раз. Н. М. Герсеванов, изучая сопротивление свай, пришел к выводу, что коэффициент α, характеризующий величину «потерянной» работы, зависит от ряда факторов и изменяется в процессе забивки сваи в прямой зависимости от предельного ее сопротивления $P_{\text{пр}}$. Он нашел эту зависимость и использовал ее в уравнении 173, в результате чего получил следующую формулу:

$$P_{\text{пр}} = \frac{nF}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{4QH}{nFe} \cdot \frac{Q + 0{,}2q}{Q + q}} - 1\right], \qquad (174)$$

где F — площадь поперечного сечения сваи;
Q — вес ударной части молота;
H — расчетная высота ее падения;
q — вес сваи с наголовником (для молотов дизельных и двойного действия добавляется еще вес стационарной части молота);
n — коэффициент, зависящий от рода свай и способа их забивки.

Для определения сопротивления сваи динамическим способом важно правильно определить ее отказ e, приходящийся на один удар молота. Его измеряют в конце забивки сваи по мерной рейке. В настоящее время для этих измерений разработан в НИИ оснований специальный прибор, называемый отказомером, где наблюдаемые отказы записываются в виде диаграммы.

При забивке свай в грунте могут протекать достаточно сложные явления, связанные с возможным местным его разжижением, нали-

чием тиксотропных свойств или вызванные какими-либо иными причинами. В связи с этим отказы сваи могут получить ложное значение и оказаться в сравнении с истинными значительно преувеличенными, а иногда и преуменьшенными.

Чтобы определить истинный отказ, надо дождаться, когда вызванные забивкой сваи процессы в грунте прекратятся, и произвести ее добивку 3—5 ударами. В таких условиях полученные отказы будут близки к истинному их значению, а принятое количество ударов достаточно, чтобы ошибка линейного измерения, приходящаяся на один удар, была бы сравнительно небольшой. Считают, что добивку свай для определения истинных отказов следует производить в песчаных грунтах по истечении не менее 3 суток, а в глинистых грунтах — соответственно не менее 6 суток после окончания их забивки.

Формула Н. М. Герсеванова была принята у нас еще в 1917 г. Она хорошо себя оправдала на практике и получила широкую известность среди строителей. Ею пользуются и теперь для расчета сопротивления свай по данным динамических испытаний.

В этой формуле при забивке сваи подвесным молотом принимают H равным фактической высоте падения груза Q, а при молотах одиночного действия — величине хода ударной его части.

В случае забивки сваи дизельным молотом необходимо учитывать, что энергия удара частично расходуется на сжатие воздуха в цилиндре. Эту потерю надо исключить из расчета, в связи с чем контрольную добивку сваи, производимую после указанного выше перерыва или «отдыха» в несколько дней, ведут одиночными ударами молота без подачи топлива. Сжатый при ударе воздух станет расширяться и подбросит упавший груз Q на некоторую высоту h, совершая работу Qh. Она примерно равна той работе, которая была затрачена на сжатие воздуха. Поэтому в формуле 174 считают, что $H-H_0—h$, где H_0 — величина хода ударной части молота. Для штанговых дизель-молотов в предварительных расчетах приближенно принимают $h=0{,}6$ *м*.

При забивке свай с наклоном (до 3 : 1) свободную высоту падения ударной части молота H уменьшают примерно на 20%. Так учитывают потерю той части энергии, которая расходуется здесь на трение движущихся частей молота, вызванное его работой в наклонном положении.

Для определения коэффициента n используют опытные данные статических и динамических испытаний сваи. Из статических испытаний находят предельное сопротивление сваи $P_{пр}$, а из динамических — величину истинного ее отказа e. Полученные $P_{пр}$ и e подставляют в формулу 174 и вычисляют искомый коэффициент n.

Обычно в расчетах свай используют уже найденные значения n. Для железобетонных свай, забиваемых с наголовником, принимают $n=150$ $T/м^2$. Для деревянных свай, забиваемых без наголовника и с наголовником, соответственно берут $n=100$ и $n=80$ $T/м^2$.

Найденное по формуле Н. М. Герсеванова $P_{пр}$ принимают за нормативное сопротивление сваи $P^н$. Расчетное ее сопротивление или несущую способность находят по формуле

$$P_c = кmP^н, \tag{175}$$

где $кm$ — произведение коэффициентов однородности и условий работы, которое здесь также считают равным 0,7.

Формулу Н. М. Герсеванова можно представить еще и в следующем виде, если уравнение 174 решить относительно e:

$$e = \frac{nFQH}{P_{пр}^2 + nFP_{пр}} \cdot \frac{Q + 0{,}2q}{Q + q}. \tag{176}$$

Этой формулой пользуются для вычисления отказа, называемого расчетным, который отвечает заданной величине предельного сопротивления сваи $P_{пр}$. В дальнейшем забивку сваи ведут до тех пор, пока постепенно сокращающиеся отказы не достигнут величины, определяемой по формуле 176.

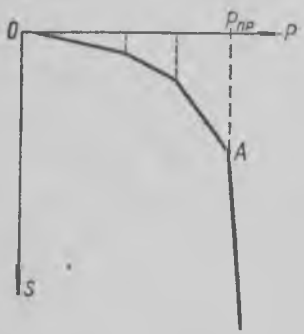

Рис. 101. График зависимости осадки сваи S от вертикальной нагрузки P

Для определения сопротивления свай методом статических испытаний производят их нагружение ступенями аналогично тому, как это делается при изучении прочностных свойств грунтов с помощью опытных штампов (см. § 15). Величину каждой ступени нагрузки принимают примерно равной 1/10 или 1/15 от ожидаемого предельного сопротивления сваи $P_{пр}$. В процессе нагружения переход к каждой следующей ступени производят лишь после того, как осадка на предыдущей станет не более 0,2 в песчаных и 0,1 *мм* в глинистых грунтах за последние два часа наблюдений.

По полученным опытным данным строят график зависимости осадки сваи от нагрузки (рис. 101) *. На нем находят точку A, положение которой определяет переход к значительному увеличению осадки сваи при ее нагружении следующей ступенью. Соответствующую этой точке нагрузку принимают за предельное сопротивление сваи $P_{пр}$, которое считают также нормативным ее сопротивлением $P^н$.

В настоящее время в нормах содержится ряд указаний, уточняющих способ нахождения $P^н$ по результатам статических испытаний свай. Для мостов $P^н$ считают такой нагрузкой на сваю, при которой приращение ее осадки имеет величину в 5 раз меньшую, чем полученное на следующей ступени нагружения, или когда вызванная

---

* График рекомендуется строить в масштабе, принимая в 1 *см* нагрузку 5 *Т* и осадку в 1 *мм*.

этой нагрузкой осадка сваи длительное время (более суток) не затухает.

Для остальных сооружений $P^н$ рекомендуется находить из графика испытаний как нагрузку, при которой осадка сваи получает значение

$$\Delta = \zeta S_{пр}, \qquad (177)$$

где $S_{пр}$ — предельно допустимая величина средней осадки фундаментов здания или сооружения, принятая в проекте или установленная по указаниям СНиП II-Б. 1-62 (см. § 18);

ζ — коэффициент перехода к осадке сваи, устанавливаемый опытным путем (для случая испытания свай с условным затуханием осадки в 0,1 *мм* за 2 *ч* принимают $\zeta = 0{,}1$).

Необходимо также, чтобы на площадках строительства крупных сооружений со сплошными фундаментами (силосные корпуса, дымовые трубы, башни и т. п.) и опор мостов статические испытания свай были доведены до нагрузок, при которых их осадки будут не менее 40 *мм*. Для гражданских зданий осадки при испытаниях должны быть не менее 20 *мм*.

Когда сваи опираются на прочные малосжимаемые грунты и достижение указанных осадок становится невозможным, их испытание заканчивают и при меньших осадках. Нагрузку в таких случаях доводят до величины, равной 1,5 P , где P — несущая способность сваи, вычисленная по формуле 171.

Найденное при статических испытаниях нормативное сопротивление сваи $P^н$ используют для определения ее несущей способности P_c по формуле 175. Однако произведение коэффициентов km здесь берут равным 0,8.

Испытания свай статическими нагрузками позволяют изучить их работу в конкретных грунтовых условиях, что является большим преимуществом этого метода. Их применение, особенно на крупных стройках и при большом объеме свайных работ, признается необходимым. Большую ценность эти испытания имеют для набивных свай, несущую способность которых определить расчетом затруднительно. Однако эти испытания трудоемки, что снижает возможности их широкого применения.

§ 70. Расчет и проектирование свайных фундаментов

Для составления проекта свайного фундамента необходимы данные о сооружении, его конструкции и нагрузках на грунты, а также сведения о геологических и гидрогеологических условиях площадки строительства. На основании этих данных решают вопрос о необходимости применения свай, а также о их типе и конструкции свайного фундамента.

Для свай-стоек необходим пласт прочного грунта достаточной мощности, который может воспринять всю нагрузку от сооружения.

При висячих сваях тоже стремятся выбрать достаточно мощный слой надежного грунта, в толщу которого целесообразно заглубить нижние концы свай. Это обеспечит лучшие условия работы всему свайному фундаменту.

Свайный фундамент для тяжелых заглубленных сооружений будет представлять тип низкого ростверка. Опоры мостов, эстакад и других аналогичных сооружений могут быть устроены как по типу низкого, так и высокого свайного ростверка.

При проектировании свайных фундаментов считают, что вся нагрузка от сооружения передается сваям. При вертикальной нагрузке от сооружения P количество свай n находят по формуле

$$n = \frac{P}{P_c}, \qquad (178)$$

где P_c — расчетное сопротивление сваи.

Нагрузку P определяют при наиболее невыгодном сочетании внешних сил, приложенных к сооружению. Для подводной части учитывают влияние взвешиваемого давления воды на его кладку.

В случае осевой нагрузки найденное количество свай распределяют в плане равномерно в рядовом или шахматном порядке. Расстояние между осями свай должно быть не менее $3d$, где d — диаметр круглой или сторона квадратной сваи. Расстояние в свету между сваями-оболочками принимают не менее 1 *м*.

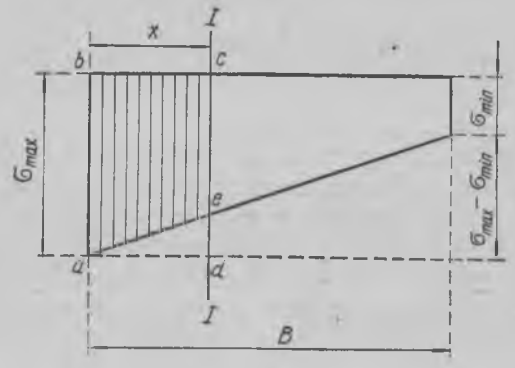

Рис. 102. Схема к определению площади S_x части трапецеидальной эпюры напряжений, отделяемой сечением *I—I*

При внецентренном давлении на основание сваи размещают с постепенным сокращением расстояний к наиболее нагруженному ребру так, чтобы нагрузка на каждую сваю была одинаковой. Для определения искомых расстояний между сваями их вначале размещают равномерно. В результате этого выясняют количество свайных рядов и число свай в каждом ряду. Далее, чтобы ряды свай, идущие в направлении, перпендикулярном плоскости действия

момента, разместить в соответствии с трапецеидальной эпюрой давления на основание, необходимо ее площадь разделить на соответствующее количество равновеликих частей.

Обычно разделение площади эпюры на части производят графическими построениями. Наиболее просто это можно выполнить следующим образом. По формуле 124 внецентренного сжатия определяют краевые напряжения $\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$ и строят трапецеидальную эпюру (рис. 102). Сечением $I - I$ отделяют часть этой эпюры *abce*, площадь которой, равная площади прямоугольника *abcd* за вычетом площади треугольника *aed*, будет равна:

$$S_x = ab \cdot ad - \frac{ad \cdot ed}{2}. \quad (179)$$

Учитывая, что $ab = \sigma_{макс}$, $ad = x$ и $ed = \frac{\sigma_{макс} - \sigma_{мин}}{B} x$, формулу 179 можно будет переписать в следующем виде:

$$S_x = \sigma_{макс} x - \frac{\sigma_{макс} - \sigma_{мин}}{2B} x^2, \quad (180)$$

где B — сторона подошвы фундамента, параллельная плоскости действия момента внецентренно приложенной силы.

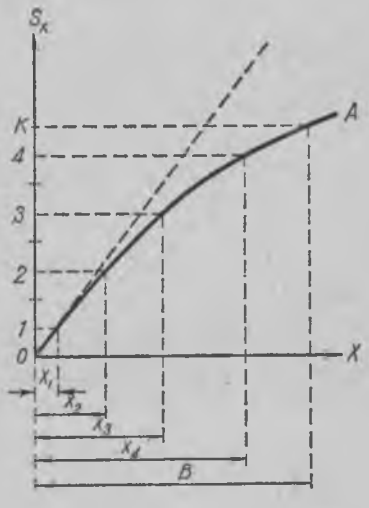

Рис. 103. График зависимости S_x от x и построение для определения положения осей рядов свай при внецентренном давлении на основание

Формула 180 позволяет построить график зависимости величины отсекаемой площади S_x от x, вид которого показан кривой $O - A$ на рис. 103. Если $x = B$, то S_x будет равно всей площади рассматриваемой трапеции, обозначенной отрезком $O - K$. Этот отрезок следует разделить на такое количество одинаковых частей, которое равно числу размещаемых рядов свай (на рис. 103 он разделен на четыре части). Из середины полученных отрезков необходимо провести горизонтальные линии до пересечения с кривой $O - A$, которые изобразят собой отрезки, равные расстоянию от начала координат O до отдельных рядов свай $x_1, x_2, \ldots, x_n$.

В изложенных расчетах принималось упрощенное очертание эпюр нормальных напряжений в плоскости подошвы ростверка — в виде прямоугольника при центральной нагрузке и в виде трапеции при внецентренном давлении. В действительности, как известно (см. § 43), происходит некоторая концентрация этих напряжений у краев жесткого фундамента за счет соответствующего их уменьшения под средней частью его подошвы. Поэтому при проектирова-

нии плана свайного фундамента полезно сваям дать некоторое сгущение у его краев за счет их разрежения в середине свайного куста.

Если задано некоторое размещение в плане вертикальных свай, то для определения нагрузки, приходящейся на ту или иную сваю в условиях их одновременной работы на осевое давление от сооружения P и моменты M_x и M_y, взятые относительно главных осей подошвы ростверка, пользуются следующей формулой:

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \qquad (181)$$

где x_i и y_i — расстояния от главных осей подошвы ростверка до оси каждой сваи;

x и y — то же, до оси сваи, для которой вычисляется P_i;

n — количество свай в свайном фундаменте.

Вычисленное по этой формуле осевое усилие в свае P_i не должно превышать ее несущей способности P_c, найденной изложенными выше способами (см. § 68—69). Для условий кратковременной нагрузки (краны и т. п.) допускают перегрузку крайних рядов свай на 20%.

При проектировании свайных фундаментов нередко встречаются случаи, когда на сваи кроме вертикальных действуют еще и горизонтальные силы. Эти силы вызывают изгиб свай и перемещение их головы $\Delta_г$ в направлении приложенного усилия. Поэтому расчет свай на горизонтальные нагрузки ведут по деформациям, определяя нормативное их сопротивление $P_г^н$ в зависимости от величины указанного перемещения $\Delta_г$, предельно допустимая величина которого устанавливается в задании на проектирование. Приложенные к свае нормативные горизонтальные нагрузки от сооружения не должны превышать найденной величины нормативного их сопротивления $P_г^н$.

В расчете полагают, что горизонтальная нагрузка от сооружения распределена через посредство ростверка на все сваи равномерно. Нормативное сопротивление сваи $P_г^н$, зависящее от вида и размеров свай, а также свойств окружающего грунта, дано для случая перемещения их головы $\Delta_г = 1$ *см* в табл. 23, составленной по опытным данным статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки. Если $\Delta_г$ менее 1 *см*, табличную величину $P_г^н$ пропорционально уменьшают, считая, что при $\Delta_г = 0$ и $P_г^н = 0$. Возможность перемещений более чем на 1 *см* для подавляющего числа сооружений рассматривается как редкое исключение, но если оно предусмотрено проектом, сопротивление свай определяют по результатам испытаний горизонтальными статическими нагрузками.

В табл. 23 приведены примерные данные о глубине расположения уровня заделки сваи в грунте l_0, ниже которого их деформации практически не наблюдаются. Эта глубина определяет вероятное положение опасного сечения сваи в грунте при ее работе на изгиб. Сваи,

Таблица 23

Нормативные сопротивления вертикальных забивных свай горизонтальной нагрузке $P^{н}_{г}$ при перемещении головы сваи $\Delta_{г} = 1$ *см*

Вид грунтов, залегающих от подошвы ростверка до глубины $1{,}5\ l_0$	Расчетная глубина до уровня заделки сваи в грунт l_0		Нормативные сопротивления свай $P^{н}_{г}$, T					
			железобетонных, размерами сечения, *см*			деревянных, диаметром, *см*		
	железобетонных	деревянных	30×30	35×35	40×40	28	30	32
1. Пески (кроме пылеватых) средней плотности; суглинки и глины тугопластичные	$6d$	$4{,}5d$	6,0	7,0	8,0	2,6	2,8	2,8
2. Пески рыхлые и пылеватые; супеси пластичные; суглинки и глины мягкопластичные	$7d$	$5d$	2,5	3,0	3,5	1,4	1,5	1,6
3. Суглинки и глины текуче-пластичные и илы . .	$8d$	$6d$	1,0	1,5	2,0	0,5	0,5	0,6

Примечание. d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи, *см*.

находящиеся одновременно под воздействием осевой сжимающей силы и изгибающего момента, должны проверяться расчетом по прочности на совместное действие этих усилий.

Если действующие на сваю горизонтальные нагрузки превышают $P^{н}_{г}$, часть вертикальных свай забивают с наклоном навстречу направлению приложенной к фундаменту горизонтальной силы. Иногда свайные фундаменты устраивают лишь из наклонных свай. В соответствующих случаях используют также вертикальные сваи в сочетании с наклонными козловыми или строят сооружение на одних козловых сваях. Некоторые схемы свайных фундаментов представлены на рис. 104.

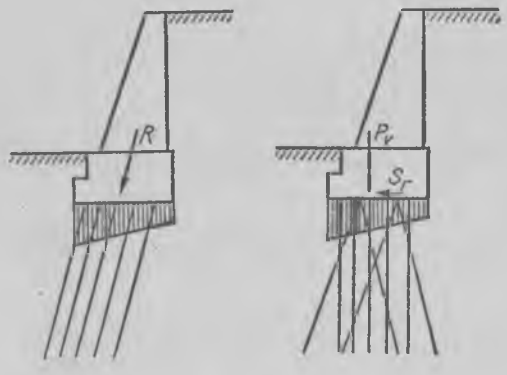

Рис. 104. Схемы фундаментов из наклонных свай и из вертикальных в сочетании с козловыми (справа)

Наклонные сваи применяют, когда равнодействующая всех сил R, приложенных к сооружению, включая и собственный его

вес, постоянна по величине и своему положению. Здесь сваям придают такой же наклон, какой имеет эта равнодействующая. Если она проходит через центр тяжести площади подошвы ростверка, сваи размещают равномерно. При наличии эксцентриситета их размещают как и при внецентренном давлении на основание с той лишь разницей, что сваям придают требуемый наклон.

Для многих сооружений (опоры мостов, набережные, различные башни и т. п.), где величина и направление равнодействующей R периодически меняются, сваи нередко проектируют раздельно. Одни из них служат для восприятия вертикальной нагрузки, другие предназначены для работы на горизонтальные усилия, приложенные к ним в плоскости подошвы ростверка. Чтобы найти расчетную величину указанных усилий, рассматривают различные случаи нагружения свайного фундамента. В результате этого получают ряд трапецеидальных эпюр распределения вертикального давления в плоскости подошвы ростверка, которые накладывают друг на друга и находят объемлющую эпюру. Ее объем P_v представит собой расчетную величину вертикального давления на сваи, требуемое количество которых находят по формуле 178. Одновременно из сравнения ряда полученных значений горизонтальных усилий находят наибольшую расчетную его величину S_r, воспринимаемую козловыми сваями. Расчеты давлений на свайные фундаменты ведут с учетом коэффициентов перегрузки.

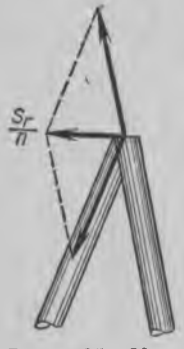

Рис. 105. Усилия в козловых сваях

Распределение вертикальных свай производят по полученной объемлющей эпюре, стремясь обеспечить равномерное их нагружение давлением от сооружения. Козловые сваи распределяют в плане сравнительно равномерно, обращая внимание на возможно лучшее конструктивное их сочетание с другими сваями и расположенным сверху ростверком.

Усилия в козловых сваях могут быть найдены из построения параллелограмма сил, где при общем числе пар козловых свай n, каждая из них воспринимает горизонтальную силу S_r (рис. 105). Отсюда видно, что одна из козловых свай работает на сжатие, а другая — на растяжение.

Растянутые сваи требуется надежно закреплять в ростверке и хорошо заделывать в грунте. Их забивают в первую очередь, причем деревянные сваи погружают комлем вниз. Затем уже ведут забивку остальных свай. Этим обеспечивается лучшее зацемление растянутых свай в грунте. Проектирование свайных фундаментов из одних козловых свай носит аналогичный характер, но требует рационального их размещения в плане в соответствии с условиями распределения внешнего давления от сооружения.

Свайные фундаменты из висячих свай, так же как фундаменты различных других видов, подвержены осадкам под нагрузкой от со-

оружений. Эти осадки происходят в основном за счет деформации грунтов, залегающих ниже острия свай. При сваях стоечного типа, опирающихся на прочные твердые грунты, осадки мало заметны и во многих случаях они практически отсутствуют, а потому их здесь не определяют.

Осадки фундаментов из висячих свай нередко наблюдаются в мостовых опорах, стенках набережных и других сооружениях. Они иногда могут достигать 15—20 *см* и более и проявляться в некоторых случаях лишь через 15—20 лет после окончания строительства. Общеизвестными являются, например, большие осадки Исаакиевского собора в Ленинграде, построенного на сваях в середине прошлого столетия. Эти осадки наблюдались почти 100 лет и протекали вследствие деформаций слабой ленточной глины, носивших ползучий характер. Ее слой мощностью 6—8 *м* остался тогда не пройденным сваями, и подстилающие его плотные моренные суглинки не были достигнуты. Примером значительной деформации основания с катастрофическими последствиями является описанный ранее случай аварийной осадки опор арочного моста через реку Казанку, где были применены сваи явно недостаточной длины.

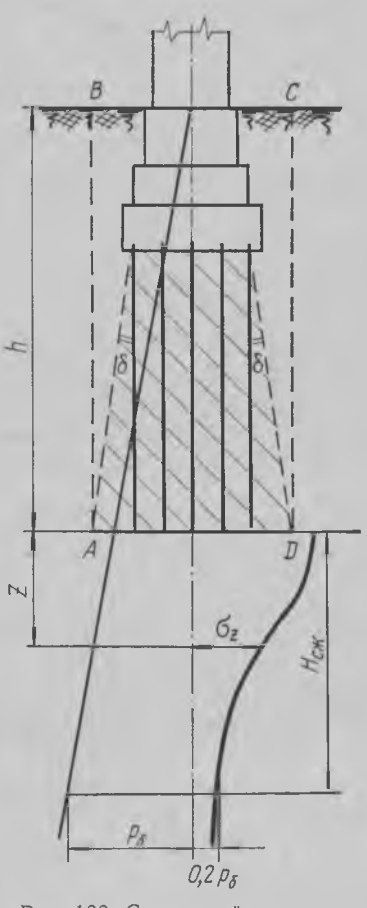

Рис. 106. Схема свайного куста, принимаемая в расчете его осадки

В расчете осадки свайных фундаментов считают, что вся нагрузка от сооружения, включая собственный вес свай, ростверка и призматического объема грунта *ABCD*, передается в плоскости *AD* на нижележащий грунт как на естественное основание (рис. 106). Это давление условно принимают равномерно распределенным по площади *AD*, границы которой определяют по пересечению с ней в точках *A* и *D* линий, идущих к сваям крайних рядов под уголом δ, равным $\varphi^н/4$. При наличии в крайних рядах наклонных свай, имеющих отклонение от вертикали, превышающее угол $\varphi^н/4$, размеры площади *AD* определяют по положению нижних концов этих свай.

При слоистом залегании грунтов в пределах глубины забивки свай в расчете принимают среднее значение $\varphi^н_{ср}$, вычисляемое по

формуле

$$\varphi_{ср}^{н} = \frac{\varphi_1^{н} l_1 + \varphi_2^{н} l_2 + \ldots + \varphi_n^{н} l_n}{L}, \qquad (182)$$

где $\varphi_1^{н}$, $\varphi_2^{н}$, ..., $\varphi_n^{н}$ — нормативные углы внутреннего трения грунтов, окружающих сваи;

l_1, l_2, ... l_n — мощность их слоев, суммарная величина которой равна L.

Расчет осадки свайного фундамента обычно ведут способом послойного суммирования деформаций грунтов основания, залегающих под нижними концами свай (см. § 33). Полученные по расчету осадки не должны превышать величин, допустимых для конструкции возводимого сооружения. В противном случае приходится изменять размеры свайного фундамента и производить повторные расчеты, пока указанное требование не будет удовлетворено.

§ 71. Расчет коротких набивных свай, применяемых в сельском строительстве

На фундаменты из коротких набивных свай воздействуют в основном вертикальные нагрузки от сооружения. Задачей их расчета является определение диаметра D и глубины заложения h, при которых проектируемый фундамент будет иметь несущую способность, достаточную для восприятия приложенной нагрузки.

Обычные расчеты фундаментов мелкого заложения для указанных целей неприменимы. Они не учитывают сопротивление грунта, которое возникает на боковой поверхности фундамента при действии на него вертикальной нагрузки. В связи с этим проектирование фундаментов из коротких набивных свай ведут по практическим данным или на основе результатов, полученных при их испытаниях статическими нагрузками.

Разработка методики расчета коротких набивных свай весьма затруднительна вследствие слабой изученности сложного напряженного состояния грунта, возникающего при их нагружении. Поэтому в дальнейшем ограничимся простым инженерным методом расчета таких фундаментов, который можно использовать для приближенной оценки их несущей способности.

В указанном расчете рассмотрим вначале случай, когда фундамент заглублен в толщу однородного непучинистого грунта значительной мощности. При необходимости полученные результаты могут быть уточнены посредством испытаний отдельных опытных фундаментов статическими нагрузками. Такие испытания особенно нужны в случаях, если на площадке строительства грунтовые условия окажутся более сложными, чем это было учтено в расчетах.

В одинаковых с набивными сваями условиях работы на вертикальные нагрузки находятся также и колонны, заделанные нижним концом в пробуренные в грунте скважины (сваи-колонны), а потому

отдельно этот расчет для них не рассматривается. Однако такие колонны нередко воспринимают еще и горизонтальные силы, что требует выполнения дополнительного их расчета, который ведут так же, как и для горизонтально нагруженных свай.

Приближенный расчет жестких свай на горизонтальные нагрузки приведен в конце книги (приложение 5).

Исследования коротких набивных свай, проводившиеся Воронежским инженерно-строительным институтом на площадках треста Курсксовхозстроя и в полигонных условиях, показали, что на боковой поверхности таких фундаментов возникают при их нагружении достаточно большие силы сопротивления грунта.

Чтобы определить величину этих сил, бетонирование опытных свай производилось с оставлением полости под их подошвой. Для этого на некоторой высоте над дном скважины был подвешен на тросах горизонтальный диск. Когда уложенный на него в скважину бетон затвердел, подвески диска были перерезаны и свая, не имея опоры внизу, удерживалась в грунте лишь силами его сопротивления, возникающими на боковой ее поверхности.

При испытаниях таких свай определялась предельная величина указанных сил сопротивления грунта. При этом оказалось, что найденная из опыта их величина достаточно близка к вычисленной, если в расчете приняты значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c, полученные из лабораторных испытаний на срез образцов грунта, окружающего сваю.

В действительности приложенная к набивной свае вертикальная нагрузка от сооружения P, как и в случае любой другой висячей сваи, уравновешивается силами сопротивления грунта, возникающими на боковой ее поверхности $P_б$, и его реакцией, распределенной по подошве фундамента P_0. Соотношение этих сил, что уже отмечалось ранее, неизвестно и изменяется в процессе нагружения сваи, в зависимости от ее осадки.

Предельное сопротивление грунта сдвигу на боковой поверхности сваи не может возникнуть одновременно по всей глубине ее заделки в грунт. Оно, как показывают исследования, возникает вначале у его поверхности и постепенно распространяется книзу по мере увеличения осадки сваи. Очевидно, что определить действительную величину этих сил невозможно, если не изучить их зависимость от деформации грунта и сваи, что сделать очень трудно.

В лабораторных условиях, при исследованиях на сдвиговых приборах, предельное сопротивление грунта обычно наступает при сравнительно небольших перемещениях, порядка 1—2 *см*. У коротких набивных свай, имеющих небольшое заглубление в грунт (обычно всего лишь 2—3 *м*), оно может распространиться почти на всю эту глубину при относительно небольших перемещениях (осадках). Это позволяет принять в качестве допущения, что при осадках коротких свай порядка 1—2 *см* и более предельное сопротивление грунта сдвигу на боковой их поверхности или близкое к нему со-

стояние будет достигнуто почти по всей глубине заложения. При этом в пределах глубины h_0 от поверхности земли, где может залегать почвенный слой и наблюдаться зимнее промерзание грунта, касательные силы сопротивления не учитываются. Таким образом, фактическая глубина, в пределах которой указанные силы принимаются в расчет, сокращается еще больше, до величины $h—h_0$.

Пользуясь схемой, представленной на рис. 107, найдем величину сил сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, выражая их через сопротивление сил внутреннего трения и сцепления грунта. Равнодействующая этих сил $P_б$ определится по формуле

$$P_б = m_к [\xi\gamma (h + h_0) \operatorname{tg} \varphi + 2c] \pi R (h — h_0), \qquad (183)$$

где R — радиус площади поперечного сечения сваи;

ξ и γ — коэффициент бокового давления и объемный вес грунта;

$m_к$ — коэффициент условий работы, учитывающий неравномерный характер развития с глубиной сил предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи (до получения уточненных данных вероятно его можно принимать пока не более 0,7).

Исключая из общей нагрузки на сваю P найденную силу $P_б$, получим давление P_0, которое передается ее подошвой на грунт основания. Среднее напряжение от этого давления на грунт здесь можно определить из выражения

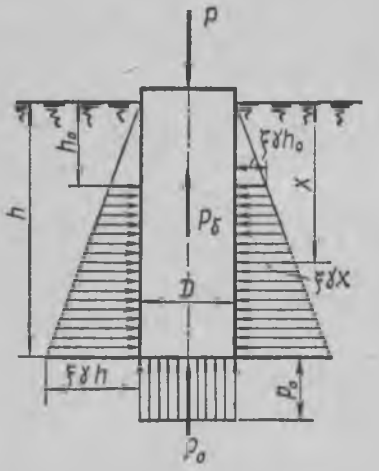

Рис. 107. Схема к расчету короткой набивной сваи

$$p_0 = \frac{P — P_б}{\pi R^2} + \gamma_б h, \qquad (184)$$

где $\gamma_б h$ — нагрузка на грунт основания от собственного веса бетона набивной сваи.

При проектировании набивного свайного фундамента необходимо подобрать его размеры так, чтобы среднее напряжение по подошве p_0 было примерно равно нормативному давлению на грунт основания $R^н$, определяемому по формуле 70. Для решения этой задачи здесь также применимо описанное ранее графическое построение (см. § 44).

Если задана глубина заложения фундамента h, которая была принята, например, по данным инженерно-геологических изысканий площадки строительства, можно пользуясь формулой 184, построить график зависимости p_0 от радиуса площади его подошвы R. Кроме того, следует построить еще и график зависимости $R^н$ от R по формуле 70, заменяя в ней b по условию $b = R\sqrt{\pi}$. В точке пере-

сечения построенных линий имеем $p_0 = R^н$, а соответствующее ей значение $R_{иск}$ будет искомой величиной радиуса площади подошвы проектируемого свайного фундамента. Вид получаемого здесь графика аналогичен изображенному на рис. 75.

В случае, когда постоянным является радиус площади подошвы фундамента R, можно, пользуясь той же формулой 184, построить график зависимости p_0 от глубины его заложения h, вид которого представлен в приведенном ниже примере (рис. 108). Далее следует построить график зависимости $R^н$ от h по той же формуле 70.

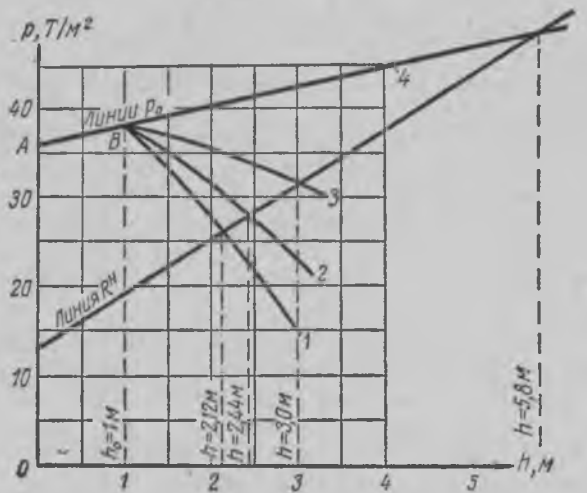

Рис. 108. Построение для определения глубины заложения короткой набивной сваи:

цифрами *1*, *2*, *3* и *4* отмечены линии p_0, построенные для случаев, когда m_k равно соответственно 1,0; 0,7; 0,4 и 0. Буквами *AB* обозначен участок, являющийся общим для всех линий p_0

В точке пересечения указанных линий также имеем $p_0 = R^н$, а соответствующая ей глубина заложения фундамента $h_{иск}$ будет искомой. Это построение применимо в основном при достаточно однородных грунтах основания.

В приведенном расчете допускалось, что силы сопротивления грунта на боковой поверхности сваи могут достичь предельного или близкого к нему значения. Однако если это в действительности и произойдет, общая устойчивость фундамента не будет нарушена, так как он еще опирается своей подошвой на грунт основания, оказывая на него давление, равное нормативному $R^н$.

Следует также заметить, что в расчете не учитывалось влияние пригрузки основания вокруг фундамента, которая возникает при его осадке под влиянием воздействия на окружающий грунт касательных сил, возникающих на боковой его поверхности. Эта при-

грузка способствует повышению устойчивости основания, и при учете ее нормативное давление $R^н$ получится несколько больше, чем вычисленное по формуле 70.

При слоистом залегании грунтов определение их сопротивления на боковой поверхности фундамента несколько усложняется. В этом случае, пользуясь формулой 183, следует найти указанное сопротивление для каждого слоя грунта в отдельности, принимая вместо h_0 и h соответственно глубину от поверхности земли до его кровли $h_к$ и до подошвы $h_п$. Затем полученные значения этих сопротивлений надо между собой сложить. Это позволит найти общую его величину $P_б$ для всей толщи грунтов, залегающих в пределах изменения глубины от h_0 до h.

Для верхнего слоя грунта указанная замена h_0 через $h_к$ не производится.

В случае слоистого залегания грунтов можно применить также и графическое построение для определения глубины заложения фундамента h. Здесь в формулу 184 надо подставить вместо p_0 сумму сопротивлений, найденных для всех прорезаемых свайным фундаментом грунтов, и, задаваясь различными значениями h, определить ту глубину h_n, на которую надо его заглубить в последний n-й слой грунта.

Для свайных фундаментов стоечного типа изложенный расчет их по нормативному давлению на грунт основания $R^н$ неприменим. Эти фундаменты опираются подошвой на прочный твердый грунт и почти не имеют осадки, а поэтому силы сопротивления на боковой их поверхности не возникают.

В расчете осадки свайного фундамента точное решение пока еще не найдено. Однако здесь достаточно просто можно определить те границы, в пределах которых будет находиться ее значение. Такими границами будут осадки S_1 и S_2, найденные соответственно при давлениях на грунт основания P и $P—P_б$.

Для вычисления осадок S_1 и S_2 можно воспользоваться известной формулой 95 Буссинеска, считая, что вся нагрузка в обоих случаях приложена в пределах площади, занятой подошвой фундамента.

В действительности искомая осадка фундамента S будет меньше S_1, так как нагрузка от фундамента частично приложена к грунту основания также и за пределами площади его подошвы. С другой стороны, она будет больше S_2, поскольку при определении последней не учитывалось влияние указанной пригрузки грунта основания вокруг фундамента на его осадку. Очевидно, осадка фундамента S будет иметь некоторое промежуточное значение между осадками S_1 и S_2.

Пример. Требуется определить основные размеры набивной бетонной сваи для строительства производственного сельскохозяйственного здания. Нормативная нагрузка на сваю $P^н = 18$ *Т*. Площадка сложена суглинистыми грунтами, залегающими слоем мощностью 5 *м* и подстилаемыми песками средней крупности. Грунто-

вые воды находятся на глубине 8 *м*. Почвенный слой имеет толщину 0,3—0,5 *м*. Глубина зимнего промерзания грунтов 1,0 *м*.

По данным лабораторных исследований для суглинка были получены следующие нормативные характеристики: угол внутреннего трения $\varphi^н=22°$ и, следовательно, $tg\varphi^н=0{,}4$, удельное сцепление $c^н=2$ *Т/м²*, модуль деформации $E=120$ *кГ/см²*, объемный вес грунта $\gamma=1{,}8$ *Т/м³*.

В расчете также приняты: радиус поперечного сечения сваи $R=0{,}4$ *м*, объемный вес уложенного в скважину бетона $\gamma_б=2{,}2$ *Т/м³*, коэффициент бокового давления грунта (суглинка) $\xi=0{,}54$ и его коэффициент Пуассона $\mu=0{,}35$.

Р е ш е н и е. Размеры фундамента находим в зависимости от нормативного давления на грунт основания $R^н$. Поэтому расчет ведем на нормативные нагрузки на фундамент, используя нормативные характеристики грунтов.

Пользуясь формулами 183 и 184, вычисляем $P_б$ и p_0 для различных глубин заложения фундамента h. В целях получения сравнительных данных расчет выполняем в нескольких вариантах, принимая для определения $P_б$ коэффициент условий работы $m_к$ равным 1,0; 0,7; 0,4 и 0. В расчете примем $h_0=1$ *м* в соответствии с данными о глубине промерзания грунтов на площадке строительства. Результаты вычислений приводим в табл. 24.

Таблица 24

Значения $P_б$ и p_0 для короткой набивной сваи при $R=0{,}4$ *м*

h, *м*	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
при $m_к=1{,}0$					
$P_б$, *Т*	0	3,11	6,46	10,0	13,9
p_0, *Т/м²*	38,2	33,1	27,5	21,5	14,8
при $m_к=0{,}7$					
$P_б$, *Т*	0	2,17	4,52	7,0	9,75
p_0, *Т/м²*	38,2	35,0	31,4	27,5	23,1
при $m_к=0{,}4$					
$P_б$, *Т*	0	1,24	2,58	4,0	5,56
p_0, *Т/м²*	38,2	36,8	35,2	33,5	31,5
при $m_к=0$					
p_0, *Т/м²*	38,2	—	—	—	42,6

По приведенным в табл. 24 данным строим графики зависимости p_0 от h для разных значений $m_к$, которые приведены на рис. 108.

Нормативное давление на грунт основания $R^н$ определяем по формуле 70. Входящие в нее безразмерные коэффициенты берем из табл. 8, которые для $\varphi^н$ будут: $A=0{,}61$, $B=3{,}44$ и $D=6{,}04$. Для вычислений также принимаем $b=R\sqrt{\pi}=0{,}71$ *м*.

Результаты вычислений $R^н$, полученные при $h=0$ и $h=3$ *м*, дают значения, соответственно равные 12,9 и 31,5 *Т/м²*. Так как $R^н$ изменяется в зависимости от h по линейному закону, то найденные два его значения достаточны, чтобы построить эту прямую (см. рис. 108).

В точках пересечения линий p_0 с линией $R^н$ имеем $p_0=R^н$, а соответствующие этим точкам глубины заложения фундамента $h_{иск}$ будут искомыми. Из построенных графиков получаем при $m_к$, равном 1,0, 0,7, 0,4 и 0, соответственно глубину $h_{иск}$ равной 2,12; 2,44; 3,0 и 5,8 *м*.

Приведенный пример наглядно иллюстрирует эффективность даже частичного учета сил сопротивления грунта на боковой поверхности коротких набивных свай в расчете их несущей способности. Это способствует уменьшению глубины их заложения, снижению объема работ и их стоимости.

Пользуясь формулой 95, определим осадку фундамента S_1 и S_2 для случая, когда $m_к = 0{,}7$. При определении осадки S_1 нагрузку на основание примем $P^н = 18\ T$, а для вычисления S_2 ее, пользуясь представленным на рис. 108 графиком, будем считать $P^н - P_б = 18 - 6{,}7 = 11{,}3\ T$. Так как осадку определяют от воздействия дополнительного давления на грунт основания, то вес фундамента (сваи), примерно равный весу выбуренного грунта, в расчете не учитываем.

В результате произведенных вычислений имеем $S_1 = 1{,}65$ *см* и $S_2 = 1{,}05$ *см*. Если действительную осадку фундамента условно принять равной средней величине из найденных значений S_1 и S_2, то она будет $S = 1{,}35$ *см*.

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Глава XVII

РАБОТЫ В СУХИХ КОТЛОВАНАХ

§ 72. Общие сведения

Сухими считают котлованы, если при их отрывке грунтовых вод нет или когда возможен лишь малый их приток в выработку, за счет наличия встречающейся в грунте верховодки. Строительство в сухих котлованах представляет наиболее простой случай работ по возведению фундаментов. В водонасыщенных грунтах эти работы протекают значительно сложнее, так как нередко приходится искусственно понижать уровень грунтовых вод для осушения котлованов или ограждать их перемычками. Эти способы работ рассмотрены ниже. Здесь же будут освещены лишь наиболее важные общие вопросы строительства фундаментов в котлованах.

Приступая к освоению площадки, отведенной под строительство, необходимо вначале привести ее в надлежащий порядок: снести все ненужные строения, спилить мешающие стройке деревья и выкорчевать пни, а также удалить различные лишние предметы. Чтобы обеспечить сток атмосферных вод, производят предварительную грубую планировку площадки с уклонами в пониженные участки местности, отрывают в необходимых местах канавы и устраивают лотки.

Атмосферные воды могут затапливать котлованы и создавать большие затруднения в производстве земляных работ. Поэтому их отводу должно уделяться самое пристальное внимание. Особенно опасно проникновение воды в толщу грунтов основания. Их прочность в результате замачивания может в ряде случаев существенно снизиться, а возводимые фундаменты получат осадки более значительные, чем это определено расчетами.

При освоении строительной площадки надлежит также выяснить, имеются ли в ее пределах или непосредственной близости

действующие подземные сети — водопровод, канализация, электрические кабели, газопровод и т. п. На участках предстоящих работ эти коммуникации необходимо перенести за пределы отрываемых котлованов или произвести их ограждение и укрепление с таким расчетом, чтобы исключить всякую возможность случайных повреждений. Неисправности и порча подземных коммуникаций нередко приводят к тяжелым несчастным случаям (отравление газом, поражение электрическим током и др.) и являются причиной появления различных разрушений в грунтах основания и возводимых фундаментах. Так, при порче водопроводных линий и канализации возможен размыв и переувлажнение грунтов основания и, следовательно, уменьшение их несущей способности. Затопление котлованов может также вызвать обрушение их откосов, которые до замачивания грунтов находились в устойчивом состоянии.

§ 73. Разбивочные работы на площадке и рытье котлованов

На подготовленной к строительству площадке производят разбивку всех возводимых сооружений, переносят на местность их планы в натуральных размерах и делают геодезическую привязку к выбранным ориентирам.

При застройке территории удобно в этих целях пользоваться планом с нанесенной на нем квадратной сеткой. Такую сетку называют строительной. Ее стороны стремятся расположить параллельно основным осям сооружений, проездам и красным линиям застройки. Размеры сторон этой сетки обычно равны 200 *м*, но их уменьшают до 100 *м* при повышенных требованиях к точности разбивки. Сетку переносят на местность, где ее используют как основу для разбивки в натуре отдельных объектов строительства по координатам точек, определяющих их расположение в плане.

Разбивку каждого сооружения начинают с определения на местности положения его главных, или исходных, разбивочных осей. Затем ведут детальную разбивку сооружения, заключающуюся в определении расположения в плане и по высоте отдельных его частей и фундаментов. При разбивке здания в качестве исходных принимают оси его стен, а для транспортных коммуникаций, мостовых переходов, различных трубопроводов — продольные их оси и т. д.

Для переноса в натуру отдельных точек проекта применяют те же способы, что и при геодезической съемке. Разница заключается лишь в том, что расстояния и углы здесь не измеряют, а откладывают. Особенно точно нужно определять взаимное расположение сооружений и отдельных их частей.

Повышенные требования предъявляют также к разбивке фундаментов под здания и сооружения сборной конструкции, где допускаются лишь крайне незначительные отклонения от проектного положения. Еще более высоким требованиям должна удовлетворять

разбивка фундаментов под обрудование различных автоматических линий и установок в связи с необходимостью обеспечить точное их расположение при монтаже.

Разбивка крупных сооружений, исполнительная их съемка по окончании строительства и наблюдения за осадками фундаментов, а также выполнение особо точных разбивочных работ возлагается на специальную геодезическую службу.

Чтобы закрепить на время работ произведенную на местности разбивку сооружения, устраивают вокруг него строительную обноску (рис. 109). Располагают ее за пределами границ будущих котлованов на удалении, достаточном для движения транспорта, перемещений строительной техники и склада материалов, но не менее 2 *м*. Обноска состоит из заглубленных в грунт стоек, к которым сбоку на высоте не менее 1 *м* прибивают по уровню хорошо остроганные доски. Верхнее ребро всех досок должно находиться приблизительно в одной горизонтальной плоскости.

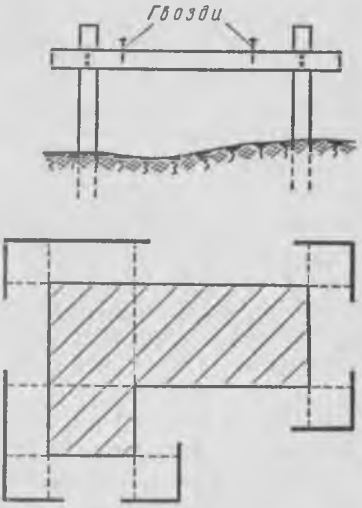

Рис. 109. Строительная обноска для закрепления разбивки сооружения и его фундаментов на местности

На обноску с помощью теодолита выносят сначала главные оси сооружения. Их положение закрепляют на ребрах досок забивкой гвоздей или устройством вертикальных пропилов, а на боковой поверхности досок несмываемой краской делают соответствующие пометки. Аналогичным образом выносят на обноску и остальные створы разбивки.

Учитывая возможность повреждения обноски во время работ в грунт, для дополнительного обозначения основных осей разбивки забивают контрольные металлические колышки из отрезков труб или арматурной стали. Для обозначения границ котлованов отрывают по их контуру борозды. По сделанным на обноске отметкам данные разбивки сооружения всегда могут быть восстановлены, когда в этом встретится необходимость. Для выполнения всех этих работ пользуются специально составленным разбивочным планом сооружения, его фундаментов и отрываемых котлованов, вычерченном в достаточно крупном масштабе (1 : 200 или 1 : 100).

Кроме плановой производят также и высотную разбивку возводимых сооружений. В этих целях на площадке закрепляют необходимое количество реперов с известными, как правило, абсолютными отметками.

При высотной разбивке вычисляют условные отметки заложения подошвы фундаментов, подземных коммуникаций и глубины отрывки для них котлованов, глубины отрывки котлованов для подвальных помещений и т. п. Отметки отсчитывают от условно выбранного строительного нуля, которому соответствует определенная абсолютная отметка, указанная в проекте. Положение строительного нуля отмечают чертой на отдельных столбах обноски. Для зданий за строительный нуль обычно принимают отметку уровня чистого пола первого этажа.

Поскольку котлованы, отрываемые для устройства фундаментов и прокладки подземных коммуникаций, необходимы лишь на время строительства, их отрывку ведут с откосами предельно допустимой крутизны, строго соблюдая выполнение соответствующих правил охраны труда. В маловлажных связных грунтах можно отрывать неглубокие котлованы даже с вертикальными стенками, без креплений. Наоборот, в неустойчивых, сыпучих и слабых грунтах обычно приходится применять различные крепления — закладные, шпунтовые. Крепления используют также при отрывке котлованов в стесненных условиях. Во время рытья котлованов и при последующей в них работе необходимо постоянно следить за состоянием креплений и своевременно устранять всякие неисправности.

Для разработки грунта в котлованах используют различные землеройные машины. Чтобы при их работе обеспечить сохранение природной структуры грунта основания, отрывку котлована ведут с некоторым недобором по глубине. Величину этого недобора принимают равной 30 *см* при разработке грунта одноковшовыми экскаваторами и не менее 10 *см* при разработке скреперами, бульдозерами и многоковшовыми экскаваторами. Недовыбранный грунт удаляют средствами малой механизации непосредственно перед закладкой фундаментов.

Грунт, удаляемый из котлована, отвозят в места его отвала. На площадке оставляют лишь такое его количество, которое необходимо для засыпки пазух котлована после устройства в нем фундаментов. Этот грунт не следует складывать близко у бровки откоса, чтобы не вызвать его обрушения в котлован. В случае накапливания высачивающейся из грунта воды при отрывке котлована применяют водоотлив. Собирающуюся на его дне воду отводят в специально устроенные приямки, откуда откачивают ее насосами.

При производстве земляных работ одновременно ведут закладку дренажей, если их устройство предусмотрено проектом. Эти работы целесообразно организовать так, чтобы дренажная система была готова к началу строительства фундаментов. Наличие действующих дренажей позволяет своевременно осушить грунты и обеспечить более нормальные условия подготовки оснований к возведению фундаментов.

Работы по отрывке котлованов и устройству в них фундаментов следует выполнять в предельно сжатые сроки. При длительном остав-

лении котлованов открытыми строительные свойства грунтов основания могут существенно ухудшиться под влиянием различных атмосферных воздействий (затопление дождевыми и талыми водами, промерзание грунтов и т. п.). При работах в зимних условиях, если возвести фундаменты непосредственно после вскрытия грунтов основания не представляется возможным, нужно временно утеплить их различными подручными материалами (торф, опилки и т. п.). Такое утепление особенно необходимо в случаях, когда указанные грунты обводнены и при промерзании могут подвергнуться пучению.

§ 74. Устройство фундаментов

К работам по устройству фундаментов приступают лишь после того, когда будут окончены и приняты все работы по отрывке котлованов или некоторой их части. При приемке проверяют правильность осей и размеров отрытых котлованов, а также соответствие вида и свойств грунтов основания данным, принятым в проекте. Берут образцы этих грунтов, которые осторожно упаковывают и хранят до сдачи в эксплуатацию всего сооружения. О результатах приемки земляных работ составляют специальный акт.

Слой грунта, оставленный на поверхности основания при механизированной разработке котлована, как уже указывалось, удаляют непосредственно перед устройством фундамента. Его осторожно снимают по полосе, несколько превышающей размеры подошвы возводимых фундаментов. Поверхность вскрытого грунта основания тщательно выравнивают.

При устройстве фундаментов из бутовой кладки применяют преимущественно постелистый камень. Кладку ведут горизонтальными рядами с перевязкой швов. Для нижнего ряда, опирающегося непосредственно на грунт основания, а также для кладки углов фундаментов применяют наиболее крупные камни.

При бутобетонной кладке фундаментов бетон укладывают горизонтальными слоями толщиной не более 0,2 *м* каждый. В него втапливают бутовый камень на глубину, несколько превышающую толщину отдельных камней. Для устройства бутобетонных фундаментов применяют опалубку. Ленточные фундаменты при устройстве в траншеях, отрытых в плотных грунтах с отвесными стенками, можно возводить без опалубки. Ширина траншеи в этом случае должна соответствовать ширине возводимых фундаментов. Если в производстве работ по кладке фундаментов необходим перерыв, он может быть допущен в каждом отдельном случае лишь после окончания втапливания всех тех камней, которые предназначены для последнего уложенного слоя бетона.

Устройство монолитных железобетонных фундаментов ведут в опалубке на предварительно уложенном слое бетонной подготовки. Для бетонных фундаментов такой подготовки не требуется.

При монтаже фундаментов из сборных элементов на поверхность грунта основания следует уложить выравнивающий слой из крупного песка толщиной 10—15 *см*. Песок тщательно уплотняют трамбованием и выравнивают его поверхность, пользуясь специальными шаблонами. Краны, используемые для монтажа, располагают, как

правило, за бровкой откоса котлована. Их спуск в котлован нежелателен и может быть допущен при условии, если природное состояние грунта и подготовка под фундаменты не будут нарушены.

После устройства фундаментов и выполнения всех предусмотренных проектом гидроизоляционных работ, а также прокладки на площадке возводимого сооружения подземных коммуникаций, пазухи котлованов должны немедленно засыпаться грунтом. Эту засыпку ведут небольшими горизонтальными слоями с тщательным уплотнением трамбованием. После засыпки пазух поверхность уложенного в них грунта необходимо тщательно спланировать с уклоном в сторону от сооружения и покрыть отмосткой. Это предохранит грунты основания от проникания атмосферных осадков через толщу произведенной засыпки пазух. Указанную планировку у сооружения следует выполнять в увязке с отметками окончательной планировки территории, которая будет произведена после окончания строительства.

При устройстве фундаментов из забивных свай, а также в случаях, когда приходится производить уплотнение грунтов основания в целях их упрочнения, природная структура этих грунтов в какой-то области будет нарушена. Однако и здесь следует тщательно защищать грунты от замачивания, поскольку их прочность при увлажнении может уменьшиться.

Глава XVIII

СТРОИТЕЛЬНОЕ ВОДОПОНИЖЕНИЕ

§ 75. Основные сведения

Искусственное понижение уровня грунтовых вод в строительных целях, называемое кратко строительным водопонижением, применяют для временного осушения котлованов, отрываемых в водонасыщенных грунтах. Кроме временного, бывает еще и постоянное понижение уровня грунтовых вод, осуществляемое в целях осушения грунтов дренажом и водопоглощающими скважинами.

При обычной отрывке котлована откачку накапливающейся воды ведут непосредственно по мере его углубления. Такой водоотлив называют открытым. При строительном водопонижении откачку воды ведут из специально оборудованных скважин-колодцев. В этом случае водоотлив называют грунтовым.

Искусственное понижение уровня грунтовых вод впервые было применено в строительных целях немецкими специалистами при постройке в 70-х годах прошлого столетия водоотводного канала в Тегеле и шлюза в Гольтенау. Несколько позже этим способом вели осушение грунтов на ряде других строительств, в том числе при постройке метрополитенов в Будапеште в 1894—1896 гг. и в Берлине

в 1900 г. В России этот метод работ был применен в конце 90-х годов прошлого столетия инженером Е. К. Кнорре на строительстве одной из фабрик в Москве. Возможность же откачки воды из скважин впервые была показана М. В. Ломоносовым еще в 1742 г. В своем труде «Первые основания металлургии или рудных дел» он приводит чертеж оригинальной водоотливной установки из двух скважин с обсадными трубами, оборудованными насосами. В настоящее время строительное водопонижение широко применяют при отрывке различных котлованов в водонасыщенных грунтах.

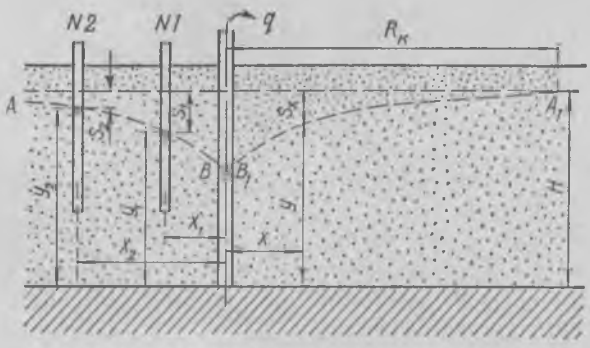

Рис. 110. Понижение уровня грунтовых вод одиночным колодцем

Откачка воды из скважин-колодцев вызывает понижение ее уровня, который приобретает форму криволинейной поверхности, имеющей вид воронки ABB_1A_1 и носящей название депрессионной кривой (рис. 110). Понижение уровня грунтовых вод распространяется от скважины во все стороны на некоторое расстояние $R_к$, называемое радиусом действия одиночного колодца. За его пределами оно становится практически незаметным, и его в расчетах не учитывают.

Величина радиуса действия колодца $R_к$ и характер очертания кривой депрессии зависят от фильтрационных свойств грунтов. В песчаных грунтах, хорошо дренирующих воду, кривая депрессии имеет пологое очертание и $R_к$ может достигать большой величины. Наоборот, в слабо проницаемых грунтах она получает вид весьма узкой воронки с малым радиусом действия $R_к$. Эффективность водопонижения здесь резко снижается.

При устройстве водопонизительной установки применяют группу колодцев. Их располагают по контуру дна той части котлована *abcd* (см. рис. 111), которая уже была отрыта на глубину, определяемую первоначальным положением уровня грунтовых вод. При совместной работе группы колодцев имеет место взаимное их влияние, и кривая депрессии приобретает очертание, показанное

на рис. 111. Происходит осушение грунтов на некоторую глубину, что дает возможность продолжить отрывку котлована.

В зависимости от заданной глубины понижения и способа откачки воды из скважин водопонизительные установки могут быть одноярусными и многоярусными (см. рис. 111 и 112).

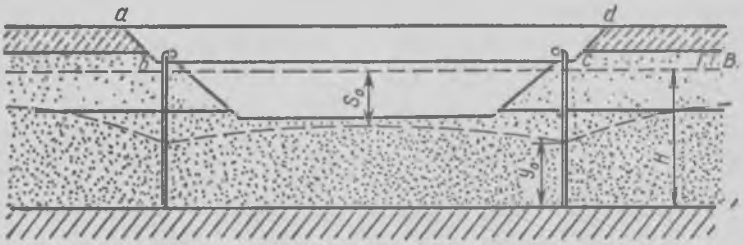

Рис. 111. Схема устройства одноярусной водопонизительной установки

Многоярусные установки применяют, когда при водоотливе всасывающими насосами глубина понижения одним ярусом оказывается недостаточной из-за ограниченной возможности подъема воды этими насосами. К устройству каждого последующего яруса приступают лишь после достижения необходимого понижения воды работой скважин предыдущего яруса и соответствующего углубления

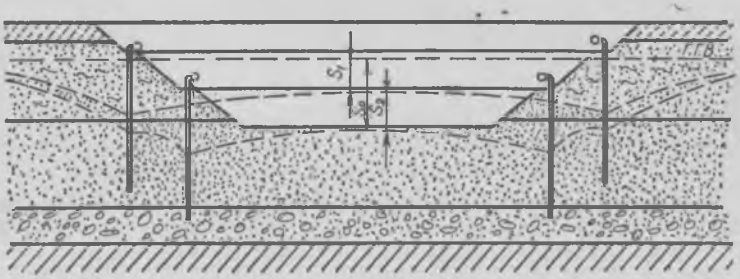

Рис. 112. Схема устройства многоярусной (двухярусной) водопонизительной установки:

S_1 — понижение, достигнутое работой 1-го яруса; S_2 — дальнейшее понижение, вызванное работой 2-го яруса; S_0 — полное понижение уровня грунтовых вод в середине котлована

котлована. Если же откачку воды ведут насосами глубинного действия, опущенными в водопонизительные скважины и способными нагнетать вверх воду на высоту до 20 *м* и более, то одноярусная установка применима и при отрывке глубоких котлованов.

Достигнутое работой насосов понижение уровня грунтовых вод поддерживают непрерывно в течение всего срока производства работ

в котловане. После этого путем постепенного замедления работы насосов восстанавливают первоначальное положение уровня грунтовых вод, и установку демонтируют.

Если во время водопонижения произойдет внезапный перерыв в откачке воды, то она вследствие имеющейся разницы в уровнях устремится в котлован и, разрушая окружающий грунт, вызовет оплывание его откосов. Соседние сооружения в таких условиях могут потерпеть аварию или получить значительные повреждения. Это может случиться при остановке насоса, откачивающего воду всасыванием из всех или из большой группы колодцев. Поэтому на строительстве имеются запасные насосы, которые установлены и подключены к коллектору водопонизительной утановки. Их немедленно включают в работу взамен неисправных.

Повреждение того или иного глубинного насоса не может серьезно повлиять на общий режим водопонижения, так как водоотлив здесь обеспечивается большой группой других насосов, установленных в каждой скважине. Важно, чтобы источник питания их энергией был вполне надежным.

При работе водопонизительной установки на осушаемый грунт перестает действовать взвешивающее давление воды. В результате этого увеличивается нагрузка от собственного его веса, что вызывает дополнительное уплотнение грунтов на площадке производства водопонизительных работ. Эффект этого уплотнения впервые был обнаружен советским ученым М. Е. Кнорре в 1933 г. Он предложил его применять для уплотнения песчаных грунтов. Практическая проверка метода М. Е. Кнорре была произведена при водопонижении на площадке опытного кессона «Волгоярстроя» в 1935 г. и дала положительный результат.

§ 76. Устройство водопонизительной установки

Колодец, применяемый для водопонижения, представляет собой трубу с щелевыми отверстиями в нижней части ее стенки, которые закрыты сверху мелкой сеткой. Снизу эта труба закрыта пробкой. Погруженный в грунт колодец окружается кольцевым слоем фильтра из мелкого гравия или крупного песка. Фильтр задерживает частицы грунта при откачке воды и защищает сетку от заиления. В колодец помещают всасывающую трубу, которая не достигает его низа примерно на 0,5 *м*. Всасывающие трубы присоединяют к горизонтальному трубопроводу, называемому коллектором.

Если откачку воды ведут насосами глубинного действия, их помещают в каждую из опущенных в колодец труб, для чего вместо всасывающих применяют трубы соответственно большего диаметра. В данном случае скважины-колодцы работают каждая самостоятельно.

Для устройства колодцев применяют механическое и гидравлическое бурение, а получаемые скважины временно закрепляют об-

садными трубами. Широко применяют также гидравлическое погружение колодцев, которое осуществляется посредством подмыва грунта без использования обсадных труб. Механическое бурение ведут в случаях, когда грунты трудно поддаются размыву или когда последний недопустим из-за близкого расположения зданий и сооружений. В остальных случаях целесообразнее применять гидравлическое бурение или гидравлическое погружение колодцев, называемое также гидропосадкой.

При гидравлическом бурении в грунте размывают полость диаметром, достаточным для погружения колонны обсадных труб. Разрабатываемый грунт удаляют из забоя по специальной пульпопроводной трубе. В случае зажима труб грунтом часть воды направляют за их стенки. Когда проходка скважины окончена, в нее опускают колодец, а обсадные трубы извлекают. Одновременно зазор между стенкой скважины и колодцем заполняют для образования фильтра мелким гравием или крупным песком.

При гидропосадке воду подают внутрь колодцев, которая, выходя наружу, размывает грунт у их нижних концов и вдоль боковых стенок. Особое внимание обращают на правильный подбор скорости течения струи с тем, чтобы выходящая из забоя вода поднималась по затрубному пространству достаточно медленно и не выносила гравелистых и крупных песчаных частиц. Оседание этих частиц вокруг колодца образует гравелисто-песчаный фильтр. При их недостатке делают подсыпку гравия в затрубное пространство.

Практика устройства колодцев способом гидропосадки на строительстве Волжских гидроузлов показала большую эффективность этого метода сооружения водопонизительной установки. Особенно успешно выполняются эти работы при сочетании способа гидропосадки с вибропогружением, причем вместо обычных буровых вышек оказалось более удобным использовать экскаваторы с крановым оборудованием. При длине стрелы такого крана 23—27 *м* легко обеспечивается погружение звена колодца длиной до 26 *м*, что даже при однократном наращивании позволяет устраивать в грунте колодцы глубиной 50—52 *м*. Вообще же на указанных стройках проводилось погружение колодцев на глубину до 86 *м*, что, однако, не является пределом.

Достигнуто также автоматическое управление работой глубинных насосов при помощи электрических замыкателей. Насосы сами включаются, если вода поднимется в скважине до заданного уровня, и выключаются, когда в результате откачки ее уровень понизится до определенной отметки.

Применение колодцев больших диаметров и длины дает возможность вести глубокое понижение уровня грунтовых вод с помощью одноярусной установки, оборудованной насосами глубинного действия. Это, в свою очередь, обеспечивает необходимые условия для использования широким фронтом мощных землеройных средств при отрывке крупных котлованов и позволяет вести разработку

грунтов глубоким забоем. Для водопонижения при отрывке более мелких котлованов применяют колодцы соответственно меньших размеров. В их числе особое место занимают легкие небольшие колодцы, получившие название иглофильтров.

§ 77. Водопонижение иглофильтровыми установками

Иглофильтр представляет собой тонкую металлическую трубу с фильтром на ее нижнем конце (рис. 113). Легкие иглофильтры обычно имеют длину 7—9 *м* при диаметре трубы 38—50 *мм*, а их фильтр, устраиваемый длиной около 1 *м*, имеет диаметр 50—60 *мм*. Более крупные иглофильтры имеют соответственно и большие размеры.

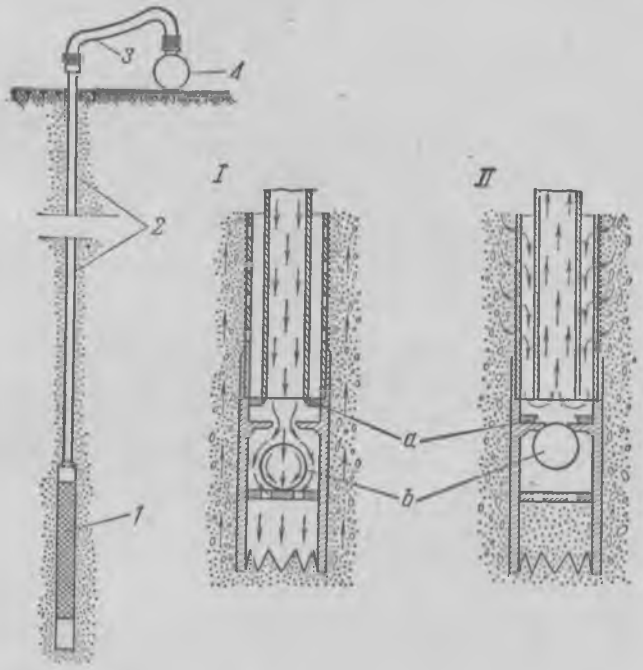

Рис. 113. Иглофильтр и схема работы его клапана:
1 — фильтр; *2* — надфильтровая труба; *3* — гибкий шланг; *4* — коллектор; *I* — положение клапана при погружении иглофильтра в грунт; *II* — его положение во время откачки воды

Иглофильтры обычно погружают в грунт способом гидропосадки. Погружение идет достаточно быстро под влиянием собственного веса иглофильтра, а рабочий лишь направляет его движение. Для откачки воды верхние концы иглофильтров присоединяют к штуцерам коллектора, обслуживаемого насосным агрегатом, смонтированным, как правило, на колесном ходу.

В современных установках иглофильтры соединяются с коллектором резиновыми шлангами, снабженными накидными гайками. Это упрощает монтаж и обеспечивает лучшую герметичность соединений, которую при применении элементов металлических труб и угольников осуществить затруднительно. Эффективность откачки повышается при создании у колодца вакуума. Для этого вокруг иглофильтра устраивают глиняный замок в виде пробки на глубину, примерно равную 1 *м*. Иглофильтры вследствие малых размеров обладают сравнительно небольшой производительностью, и при установке водопонизительной установки их применяют в большом количестве. Расстояние между иглофильтрами редко достигает 3 *м* и обычно колеблется в пределах от 0,6 до 1,8 *м*.

Конструктивной особенностью иглофильтров является устройство, позволяющее переключать воду на подачу в забой при гидропосадке и на откачку из грунта при водопонижении. Это переключение осуществляется с помощью клапана *b*, представляющего собой деревянный шар, заключенный в резиновую оболочку, и кольцевой шайбы *a* (см. рис. 113). При нагнетании струя воды оттесняет шаровой клапан вниз, а кольцевую шайбу поднимает вверх. Шайба закрывает щель в затрубное пространство, и доступ воды сюда прекращается. Наоборот, при откачке шаровой клапан, поднимаясь вверх, закрывает входное отверстие в забой, а шайба опускается вниз и открывает щель для притока воды из затрубного пространства, куда она поступает из грунта.

При наличии прослоек глинистых грунтов или торфа наконечник иглофильтра снабжают рыхлителем из двух накрест сваренных стальных полос, а погружаемой колонне труб с помощью фрикционной лебедки сообщают возвратно-поступательное движение. Разрыхленный грунт легко выносится на поверхность вместе с пульпой.

При погружении в гравелистые грунты происходит большое поглощение воды, а выход пульпы значительно уменьшается или даже прекращается полностью, и иглофильтр заклинивается. Чтобы избежать этого, к напорной воде добавляют сжатый воздух, который при выходе в грунт легко поднимается вверх и вызывает резкое повышение скорости восходящего потока. В результате достигается интенсивный вынос пульпы.

Иглофильтровые установки обладают рядом преимуществ, вследствие чего они получили широкое применение на практике. Основными из них являются: транспортабельность оборудования, возможность быстрого развертывания установки на месте работ и обратного ее демонтажа, а также надежность в работе. При недостатке понижения принятым количеством колодцев имеется возможность произвести быстрое усиление установки погружением дополнительных иглофильтров и даже развернуть новый ярус понижения. Обычно считают, что при замкнутой в плане кольцевой установке можно производить одним ярусом понижение на 4,5 *м*, двумя — на 8,5 *м* и тремя — на 12 *м*.

§ 78. Водопонижение с применением глубинного вакуумирования и электроосмоса

Строительное водопонижение наиболее успешно осуществляется в песчаных и гравелистых грунтах, обладающих хорошей водопроницаемостью. Оно применимо также в пылеватых и супесчаных грунтах, но при коэффициенте фильтрации не менее 1 *м/сутки*. Однако здесь следует учитывать, что с уменьшением коэффициента фильтрации снижается водоотдача грунта и эффективность его осушения уменьшается. Такие затруднения могут наблюдаться уже при коэффициенте фильтрации, равном 3—5 *м/сутки*, и с его уменьшением они заметно возрастают. Аналогичные трудности возникают также при неоднородном строении осушаемой толщи, состоящей из прослойков грунтов разной проницаемости. На водопонижение оказывает влияние и близкое залегание ниже дна котлована водоупорной толщи, заметное иногда даже при сравнительно больших коэффициентах фильтрации, превышающих 5 *м/сутки*. Для усиления эффекта водопонижения в подобных случаях у нас применяют глубинное вакуумирование скважин.

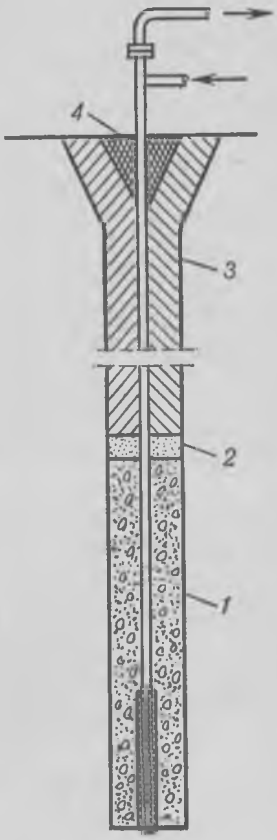

Рис. 114. Схема устройства вакуумирующих скважин:

1 — обсыпка из крупного песка; *2* — мелкий песок; *3* — глина; *4* — битум

В слабо проницаемых глинистых и илистых грунтах, коэффициент фильтрации которых менее 0,1 *м/сутки*, глубинное вакуумирование скважин не достигает цели. В этих случаях водопонижение ведут с применением электроосмоса.

Для глубинного вакуумирования скважин используют эжекторные иглофильтры, которые отличаются от обычных тем, что в них вместо одной применены две трубы, заключенные одна в другую. Между этими трубами имеется кольцевой зазор, по которому нагнетают воду в скважину. В нижней части зазора вода поступает во внутреннюю трубу, где ее струя с помощью специального направляющего устройства устремляется под напором вверх, создавая в фильтровом звене колодца вакуум. Это вызывает увеличение притока воды к иглофильтрам, и эффект водопонижения повышается.

При устройстве водопонизительной установки эжекторные иглофильтры опускают в заранее пробуренные скважины, временно

закрепленные обсадными трубами, извлекаемыми в процессе отсыпки у колодцев фильтра. Верхнюю часть скважины для повышения надежности создания в ней вакуума тщательно тампонируют глиной, а колодцы, кроме того, окружают битумной пробкой (рис. 114).

Для водопонижения с применением электроосмоса в грунте по контуру котлована устраивают две взаимно параллельные сети электродов (рис. 115). Одна из них образуется из иглофильтров, которые объединяют поверху металлическим проводником в сеть электродов-катодов. Другую сеть делают из труб или чаще из стержней, погружаемых в грунт с внутренней стороны котлована на

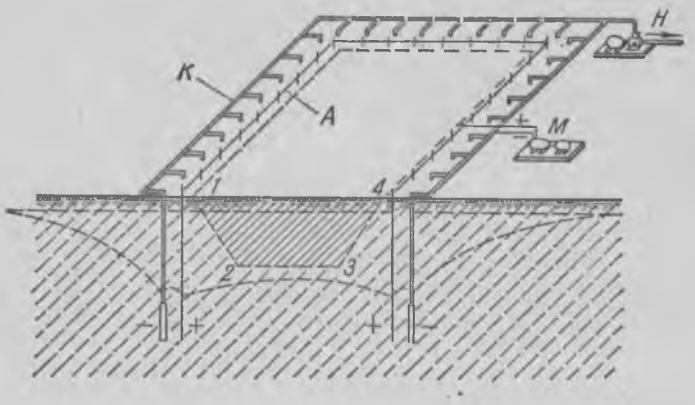

Рис. 115. Схематический вид водопонизительной установки с применением электроосмоса для осушения грунтов:

А — сеть электродов-анодов; *К* — коллектор, образующий вместе с иглофильтрами сеть электродов-катодов; *М* — мотор-генератор; *Н* —насос; *1*, *2*, *3*, *4* — контур отрываемого котлована

удалении от линии иглофильтров, примерно равном 0,8 *м*. Их тоже объединяют проводником в сеть электродов-анодов.

Полученные сети электродов подключают к соответствующим полюсам источника постоянного тока. Пропускаемый в грунте ток вызывает миграцию влаги от труб или стержней (анодов) к иглофильтрам (катодам), где скапливающуюся воду откачивают. Под влиянием этой миграции влаги приток воды снаружи в котлован прекращается, а внутри контура устроенной электроосмотической установки она переходит в капиллярно-натяженное состояние, и первоначально имевшийся в ней напор быстро падает. Это позволяет вести отрывку котлована, как в обычных необводненных грунтах.

Для снижения напора в толще осушаемого грунта, например на 3 *м*, требуется создать плотность тока порядка 1 *а* на 1 $м^2$, что для незасоленных грунтов обычно достигается при напряжении 50—60 *в*. Расход электроэнергии на осушение котлована зависит от его размеров и продолжительности работ и по практическим

данным колеблется обычно в пределах от 2 до 10 *квт·ч* на 1 $м^3$ грунта.

При электроосушении наблюдают за положением уровня воды в контрольных скважинах, чтобы судить о достигнутом эффекте водопонижения. Следят также за температурой электродов-анодов, не допуская ее повышения более 40°, чтобы не вызывать излишнего расхода электроэнергии на нагрев грунта и установки.

Особенно строго должны соблюдаться соответствующие правила охраны труда. Участок между рядами электродов должен быть очищен от посторонних металлических предметов и иметь ограждение из досок. Обслуживание системы электродов и ремонтные работы могут производиться только после выключения тока. Для переходов и проезда через линию электродов должны быть устроены перекрывающие их мостики и деревянные настилы.

§ 79. Основы расчета водопонизительной установки

Для ознакомления с общими основами расчета водопонизительной установки рассмотрим ее работу применительно к случаю полных или совершенных колодцев, которые погружены в однородный слой водонасыщенного песка на всю его мощность и достигают кровли подстилающего водоупорного грунта. Предположим далее, что слой этого песка распространяется в стороны на неограниченное расстояние, а содержащаяся в нем грунтовая вода имеет горизонтальную поверхность. Расчет водопонизительной установки применительно к ряду других случаев имеет аналогичный характер и излагается в соответствующих трудах и пособиях.

Расчет при безнапорной воде

Рассмотрим вначале действие одиночного колодца в грунте, из которого в единицу времени откачивают некоторое количество воды q. В процессе откачки уровень воды постепенно снижается, и в конечном итоге займет некоторое установившееся положение определяемое депрессионной кривой ABB_1A_1 (см. рис. 110).

Допустим, что движение воды к колодцу происходит горизонтальными струйками. Скорость ее фильтрации на расстоянии x от оси колодца, согласно закону Дарси (см. § 6), будет иметь следующее значение:

$$v = \kappa_{\Phi} \frac{dy}{dx}, \qquad (185)$$

где κ_{Φ} — коэффициент фильтрации грунта;

$\frac{dy}{dx}$ — гидравлический уклон в точках, удаленных на расстояние x от оси колодца.

Мысленно представим в грунте вокруг колодца цилиндрическую поверхность радиусом x и высотой y, площадь которой

равна

$$\omega = 2\pi xy. \qquad (186)$$

В состоянии установившегося движения через эту поверхность протекает в направлении к колодцу такое же количество воды q, какое откачивают из него в единицу времени. Тогда расход воды q, называемый дебитом колодца, определится из выражения

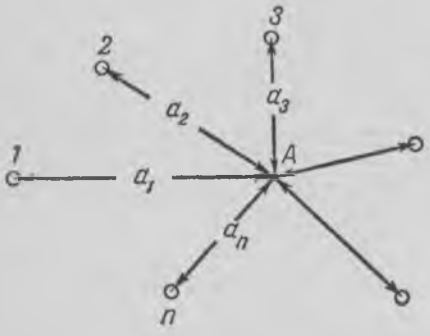

Рис. 116. Схема к определению понижения уровня грунтовых вод в точке A при произвольном расположении колодцев в плане

$$q = \omega v. \qquad (187)$$

Подставив сюда вместо v и ω их значения из формул (185) и (186), получим:

$$q = 2\pi xy\kappa_{\Phi}\frac{dy}{dx}. \qquad (188)$$

Разделив переменные и интегрируя, имеем:

$$y^2 = \frac{q}{\pi\kappa_{\Phi}}\ln x + C. \qquad (189)$$

Для определения постоянной интегрирования C примем, что на удалении $x = R_{к}$, где $R_{к}$ — радиус действия колодца, $y = H$. Тогда формула (189) перепишется окончательно в следующем виде:

$$y^2 = H^2 - \frac{q}{\pi\kappa_{\Phi}}(\ln R_{к} - \ln x). \qquad (190)$$

Полученная формула представляет собой уравнение кривой депрессии для случая действия в грунте одиночного колодца. Она может быть выражена еще и в следующем виде:

$$S_x = H - y = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi\kappa_{\Phi}}(\ln R_{к} - \ln x)}, \qquad (191)$$

где S_x — глубина понижения уровня грунтовых вод на расстоянии x от оси колодца.

Для эффективного осушения грунтов в пределах отрываемого котлована необходима группа, состоящая их колодцев, размещенных тем или иным способом по его периметру. Тогда понижение в точке A, отстоящей от оси соответствующих колодцев на расстояниях a_1, a_2, ..., a (рис. 116), определится как суммарный результат действия всей группы колодцев и может быть найдено по формуле Ф. Форхгеймера:

$$S_A = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi\kappa_{\Phi}}\left[\ln R - \frac{1}{n}(\ln a_1 + \ln a_2 + \ldots + \ln a_n)\right]}, \qquad (192)$$

где $Q = nq$ — дебит водопонизительной установки;
R — радиус ее действия.

Если колодцы расположены в плане по окружности радиусом ρ, то формула 192 применительно к определению понижения воды в центре котлована S_0 получит следующий вид:

$$S_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi\kappa_\phi}(\ln R - \ln \rho)}. \qquad (193)$$

Решив это уравнение относительно Q, получим следующую формулу для определения искомого дебита установки, при котором в центре котлована будет достигнуто понижение на требуемую глубину S_0:

$$Q = \frac{\pi\kappa_\phi (2HS_0 - S_0^2)}{\ln R - \ln \rho}. \qquad (194)$$

Величину радиуса действия установки R, имеющей в плане кольцевую форму, определяют приближенно по формуле Н. П. Кусакина

$$R = 575 S_0 \sqrt{H\kappa_\phi}, \qquad (195)$$

где S_0 — глубина понижения воды в центре котлована в метрах, принимаемая обычно на 0,5 *м* ниже отметки его дна;
H — расстояние от уровня грунтовых вод до кровли подстилающего водоупорного слоя грунта, *м*;
κ_ϕ — коэффициент фильтрации грунта, *м/сек*.

В эту формулу фактор времени в явном виде не входит, и определяемый радиус R относится условно к некоторой «средней» продолжительности откачки. Формула не учитывает также размеров водопонизительной установки в плане, что дает некоторую погрешность, особенно заметную при малых значениях S_0, H и κ_ϕ.

Из других формул, где отражено время t, прошедшее с начала откачки, размеры водопонизительной установки в плане, определяемые приведенным радиусом ее очертания ρ и водоотдачей грунта, характерной коэффициентом β, наиболее предпочтительной считают формулу В. М. Шестакова:

$$R = \sqrt{\rho^2 + \frac{2\kappa_\phi t H}{\beta}}. \qquad (196)$$

Приведенный радиус очертания водопонизительной установки в плане определяют как радиус круга, площадь которого равновелика площади $F_к$, находящейся в пределах контура действительного расположения колодцев. Его вычисляют по формуле

$$\rho = \sqrt{\frac{F_к}{\pi}}. \qquad (197)$$

Указанную замену действительной площади $F_к$ равновеликим кругом считают возможной, если осушаемый котлован не имеет слишком вытянутой в плане формы. В частности, для котлованов прямоугольного очертания ее приближенно допускают, если отношение их сторон не превышает 5 : 1.

Необходимое при этом количество колодцев определится из выражения

$$n = \frac{Q}{q}. \qquad (198)$$

Производительность одиночного колодца обычно устанавливают опытным путем. Приближенно (по Зихардту) ее можно вычислить по формуле

$$q = 2\pi r y_0 \frac{\sqrt{\kappa_\Phi}}{15}, \qquad (199)$$

где r и y_0 — радиус сечения колодца и высота стояния в нем воды при установившемся режиме ее движения в грунте.

В предварительных расчетах принимают y_0 на 0,5 *м* меньше, чем в середине котлована, что в дальнейшем проверяют путем построения кривой депрессии по формуле 192. Из ее пересечения с осью колодца находят действительное значение. Если высота стояния воды окажется менее принятой по формуле 199, то в произведенные ранее расчеты вносят соответствующие исправления.

Мощность насосов N *л. с.* можно найти по следующей формуле, где расход Q принимают с увеличением в m раз (в 1,5—2 раза) в целях обеспечения запаса на непредвиденные обстоятельства:

$$N = \frac{mQH'}{75\eta}, \qquad (200)$$

где H' — величина манометрического давления, определяемого весом столба воды, поднимаемой насосами;

η — коэффициент полезного действия насоса, обычно принимаемый равным 0,4—0,5.

Мощность двигателей определяют по формуле

$$N_{дв} = \frac{N}{\eta_{дв}}, \qquad (201)$$

где $\eta_{дв}$ — коэффициент полезного действия двигателя.

При необходимости выразить мощность двигателей и насосов в *квт* учитывают, что 1 *л. с.* = 0,736 *квт*.

Расчет при напорной воде

В практике строительства встречаются случаи, когда сооружение закладывают на слое глинистого грунта, в основании которого залегает водоносный пласт, содержащий напорные воды (рис. 117). При отрывке котлована нагрузка от веса грунта уменьшается, в то время как давление напорных вод остается неизменным. Если это давление превысит нагрузку от веса остающегося в дне котлована слоя глинистого грунта, возможен его прорыв и разрушение напорными водами. Чтобы опасность такого прорыва устранить, понижают

напор подземных вод. При этом работа водопонизительной установки должна продолжаться до тех пор, пока возводимое сооружение не компенсирует своим весом недостаток в нагрузке от собственного веса слоя глинистого грунта.

Для решения вопроса о необходимости водопонижения в напорных водах сравнивают допустимое их давление снизу на кровлю слоя глинистого грунта мощностью h_0 с его весом. Расчет ведут по формуле

$$m(H-h-S_{мин})\gamma_в = h_0\gamma, \qquad (202)$$

где $\gamma_в$ и γ — объемный вес воды и глинистого грунта;
m — коэффициент запаса, принимаемый по соображениям безопасности работ обычно не менее 1,5.

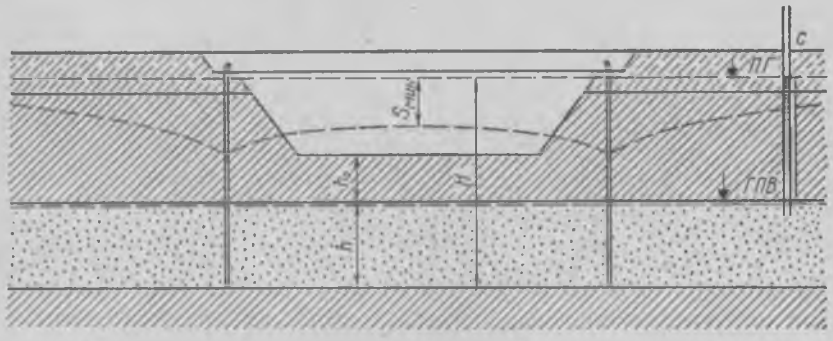

Рис. 117. Схема устройства водопонизительной установки при напорных водах: *ГПВ* — горизонт подземных напорных вод; *ПГ* — пьезометрический горизонт; *С* — скважина; $S_{мин}$ — необходимое понижение напора подземных вод

Отсюда для определения величины необходимого понижения пьезометрического уровня напорных вод получим следующую формулу:

$$S_{мин} = H - h - \frac{h_0\gamma}{m\gamma_в}. \qquad (203)$$

При расчете по формуле 203 возможны случаи, когда $S_{мин}$ получается отрицательным. Из этого следует, что понижать напор в данном случае не требуется. Здесь слой глинистого грунта имеет вес, достаточный, чтобы противодействовать давлению напорных вод более значительной величины, чем это было принято в расчете.

Особенностью работы полного колодца в напорных водах является возможность их притока к нему лишь слоем мощностью h (рис. 118). Поэтому величина площади ω, в отличие от ранее приведенного выражения 186, здесь будет иметь значение

$$\omega = 2\pi x h. \qquad (204)$$

Подставив в приведенную ранее формулу 187 вместо v и ω их значения из уравнений 185 и 204, получим:

$$q = 2\pi x h \kappa_{\Phi} \frac{dy}{dx}. \qquad (205)$$

Разделив переменные и интегрируя, имеем:

$$y = \frac{q}{2\pi\kappa_{\Phi} h} \ln x + C. \qquad (206)$$

Значение постоянной интегрирования C определим из условия, что при $x = R_к$ ордината кривой депрессии $y = H$.

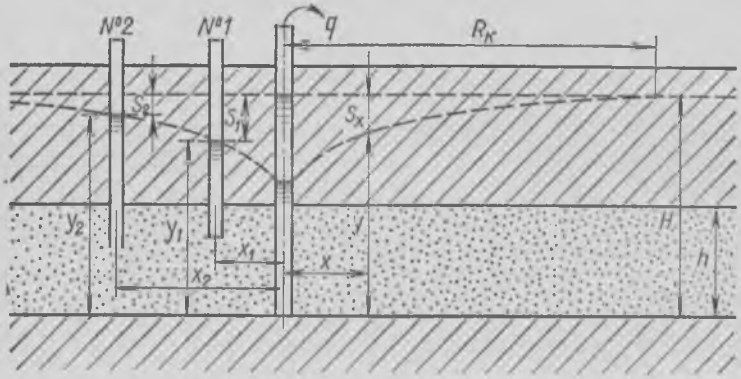

Рис. 118. Понижение напора подземных вод одиночным колодцем

Тогда уравнение 206 примет вид

$$y = H - \frac{q}{2\pi\kappa_{\Phi} h} (\ln R_к - \ln x). \qquad (207)$$

Понижение напора подземных вод S_x на расстоянии x от оси колодца определится по формуле

$$S_x = H - y = \frac{q}{2\pi\kappa_{\Phi} h} (\ln R_к - \ln x). \qquad (208)$$

При действии n колодцев понижение напора в некоторой точке A будет представлять собой суммарный результат совместной их работы и может быть найдено по формуле

$$S_A = \frac{Q}{2\pi\kappa_{\Phi} h} \left[\ln R - \frac{1}{n} (\ln a_1 + \ln a_2 + \ldots + \ln a_n) \right], \qquad (209)$$

где $a_1, a_2, \ldots, a_n$ — расстояния от точки A до оси соответствующих колодцев (см. рис. 116);

R — радиус действия установки, приближенно определяемый по формулам 197 или 196.

Если колодцы в плане расположены по окружности радиусом ρ, то для определения понижения напора в центре котлована форму-

ла 209 получит следующий вид:

$$S_0 = \frac{Q}{2\pi\kappa_\phi h}(\ln R - \ln \rho). \qquad (210)$$

Примем, что $S_0 = S_{мин}$ и решим уравнение 210 относительно Q. Тогда для определения дебита всей установки, при котором обеспечивается понижение напора подземных вод на требуемую величину $S_{мин}$, получим следующую формулу:

$$Q = \frac{2\pi\kappa_\phi h \cdot S_{мин}}{\ln R - \ln \rho}. \qquad (211)$$

§ 80. Особенности расчета иглофильтровой установки

В отличие от обычной иглофильтровая установка состоит из большого количества колодцев малых размеров. В связи с этим иглофильтры часто не достигают водоупора и работают в грунте по схеме неполных или несовершенных колодцев. Возникает сложный приток к ним воды, что вносит затруднения в расчет.

Применение большого количества иглофильтров создает значительные трудности в оценке взаимного их влияния. Расчеты общепринятыми способами становятся в этом случае громоздкими и трудоемкими даже для полных колодцев, особенно если они располагаются в плане не по кругу или прямой линии, а по некоторой более сложной форме очертания. Наконец, потери, вызванные сопротивлением движения воды в колодцах и трубопроводах иглофильтровой установки, значительно выше, чем в обычной, и требуют запаса мощности насосного оборудования.

Все изложенное, а также влияние большого многообразия местных грунтовых условий, в которых приходится производить водопонижение, создают особые трудности в расчете иглофильтровых установок. Поэтому их чаще проектируют по практическим данным.

При проектировании иглофильтровых установок считают, что для ориентировочного определения общей величины притока воды Q к кольцевой линии расположения в плане колодцев применимы ранее приведенные формулы 194 и 211. Радиус влияния установки R рекомендуют здесь определять по формуле 196. Приведенный же радиус очертания ρ находят из условия равенства периметров, а не площадей, определив его по формуле

$$\rho = \frac{L}{2\pi}, \qquad (212)$$

где L — периметр действительной установки.

Для выбора типа оборудования определяют удельный приток воды к линии иглофильтров. Его вычисляют по формуле

$$q=\frac{Q}{L}. \tag{213}$$

Существует ряд типов иглофильтровых установок, отличающихся своей производительностью. Примерные данные к их выбору в зависимости от q и назначению расстояний между иглофильтрами приведены в приложении 4.

§ 81. Опытные откачки

Основной физической характеристикой грунтов, используемой при проектировании водопонизительной установки, является коэффициент фильтрации. Его определяют в лабораториях на соответствующих приборах. Однако полученные при исследованиях на отдельных образцах его значения дают лишь приближенную характеристику водопроницаемости изучаемой грунтовой толщи. Для получения более достоверных данных о фильтрационных свойствах грунтов, необходимых для уточнения проекта водопонизительной установки, на площадке строительства производят опытные откачки. Они позволяют также проверить эффективность работы фильтра принятой конструкции, а при необходимости найти и величину радиуса действия опытной установки.

Для производства опытных откачек устраивают в грунте колодец, а на расстояниях x_1 и x_2 от него — две наблюдательные скважины, оборудованные, как и колодец, фильтрами. В скважинах можно следить за понижением уровня воды в процессе непрерывной ее откачки из колодца в количестве q. Когда наступит состояние установившегося движения, вода займет некоторое постоянное положение на глубине S_1 в первой скважине и на глубине S_2 во второй (см. рис. 110 и 118).

Пользуясь уравнениями 189 и 206, полученными соответственно для условий безнапорных и напорных вод, можно для определения постоянной интегрирования C принять, например, $x=x_2$ и $y=y_2$, в результате чего эти уравнения примут следующий вид:

$$y^2=y_2^2-\frac{q}{\pi\kappa_\phi}(\ln x_2-\ln x); \tag{214}$$

$$y=y_2-\frac{q}{2\pi\kappa_\phi h}(\ln x_2-\ln x). \tag{215}$$

Подставив в эти уравнения вместо x и y их значения x_1 и y_1, определяемые данными другой скважины, и принимая во внимание, что $y_1=H-S_1$, а $y_2=H-S_2$, для определения коэффициента фильтрации по результатам опытной откачки получим следующие две формулы:

а) для условий безнапорных вод

$$\kappa_\phi=\frac{q}{(S_1-S_2)(2H-S_1-S_2)}(\ln x_2-\ln x_1); \tag{216}$$

б) для условий напорных вод

$$\kappa_{\Phi}=\frac{q}{2\pi h\,(S_1-S_2)}\,(\ln x_2-\ln x_1). \qquad (217)$$

Эти формулы применимы для полных и для неполных колодцев, если длина их фильтра больше половины мощности водоносного слоя.

Глава XIX

ПЕРЕМЫЧКИ

§ 82. Виды перемычек и их устройство

Перемычки применяют в фундаментостроении для ограждения котлованов от притока окружающей воды в выработку. В зависимости от рода используемых материалов их подразделяют на земляные, набросные из камня, деревянные — ряжевые и в виде шпунтовых стенок, металлические, железобетонные, из замороженного грунта и др. Почти все виды этих перемычек применяют при строительстве на местности покрытой водой. Для ограждения котлованов от грунтовых вод устраивают перемычки в виде деревянных и металлических шпунтовых стенок, а в некоторых случаях также из замороженного грунта.

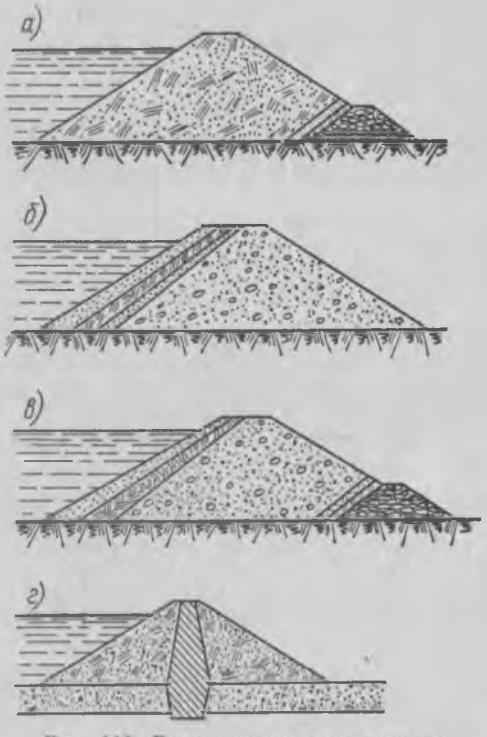

Рис. 119. Виды земляных перемычек:
а — с дренажом; *б* — с экраном; *в* — с дренажом и экраном; *г* — с глинистым ядром

Земляные перемычки бывают насыпные и намывные. Они имеют в поперечном разрезе вид трапеции с шириной гребня, достаточной для проезда или размещения склада материалов, но не менее 2 *м* (рис. 119). При отсыпке земляных перемычек насухо используют супеси, суглинки и гравийные грунты с песчано-глинистым заполнителем, а для отсыпки в воду используют пески и супеси.

Намывные перемычки устраивают из песчаных и песчано-гравелистых грунтов. По сравнению с насыпными они имеют более пологие откосы (1 : 5 и более вместо обычных 1 : 1,5÷1 : 2,5) и занимают в плане больше места.

В целях защиты низового откоса от оплывания под влиянием выходящих фильтрационных токов воды применяют дренаж. Такая защита откоса особенно необходима при устройстве перемычек большой высоты.

В перемычках их крупнопесчаных и гравелистых грунтов и набросных из камня верховой откос защищают от проникания воды экраном из глинистого грунта или торфа. Встречается сочетание

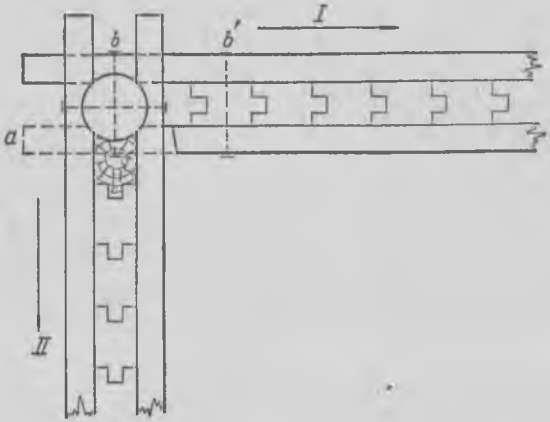

Рис. 120. Вид углового участка деревянной шпунтовой перемычки в плане

экрана с дренажом, обычно применяемое в крупных перемычках из мелкозернистых песков. При водопроницаемом основании земляные перемычки устраивают с глинистым ядром, которое доводят до водоупора.

Ряжевые перемычки сооружают в портовом и гидротехническом строительстве при достаточно глубокой воде. Их устраивают из ряжей, представляющих собой бревенчатые срубы с днищем, которые опускают, загружая их камнем или грунтом (см. § 89). Поверхность дна водоема предварительно расчищают от наносов и тщательно выравнивают.

С внешней стороны ряжевые перемычки имеют противофильтрационное устройство из деревянного или металлического шпунта. Последний применяют при глубине воды более 4 *м*. Забивку шпунта ведут с таким расчетом, чтобы он своим нижним концом заглубился в водоупорный грунт не менее чем на 0,5 *м*. При скальных грунтах, не допускающих забивку шпунта, предварительно устраивают земляную отсыпку. Вместо шпунта применяют также дощатую обшивку ряжей с наружной стороны.

Ряжевые перемычки рассчитывают на сдвиг под влиянием одностороннего давления воды, а их конструкцию проверяют расчетом на прочность. В сравнении с земляными ряжевыми перемычки занимают меньшую площадь, что позволяет применять их для ограждений котлованов в более стесненных условиях.

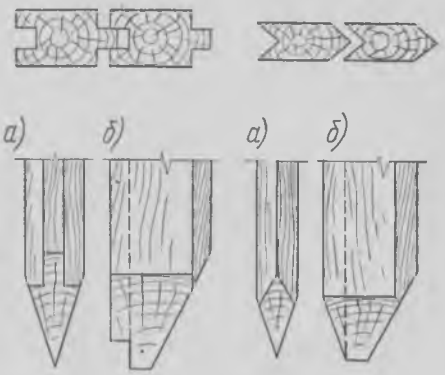

Рис. 121. Поперечные сечения деревянных шпунтовых свай и форма заострения их нижнего конца:
а — вид со стороны гребня; *б* — вид сбоку

Деревянные перемычки из дощатого и брусчатого шпунта устраивают в следующем порядке. По контуру отрываемого котлована забивают круглые маячные сваи диаметром не менее 20 *см* на расстояниях друг от друга 2—3 *м*. Поверху их связывают горизонтальными направляющими схватками, в промежутке между которыми забивают шпунт (рис. 120).

Дощатый шпунт устраивают из досок толщиной 8 *см*, а брусчатый — из брусьев толщиной 15—18 *см*. Дощатый шпунт имеет треугольный паз и гребень. В брусчатом шпунте паз и гребень прямоугольные, но в действительности им чаще придают некоторую тра-

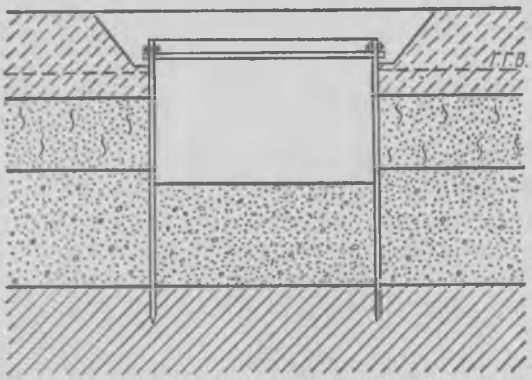

Рис. 122. Вертикальный разрез котлована, огражденного деревянной шпунтовой перемычкой

пецеидальность во избежание поломок. Забивку шпунта всегда ведут гребнем вперед, как показано стрелками *I* и *II* на рис. 120.

Чтобы обеспечить лучшее примыкание каждой забиваемой шпунтовой сваи к ранее забитой, ее нижнему концу придают несимметричное заострение (рис. 121). Перед забивкой шпунта по

линии *II*, когда его устройство по направлению *I* закончено, ставят болт *b'*, а болт *b* снимают и конец схватки *a* отпиливают. Так обеспечивают примыкание к маячной свае шпунтовой, отмеченной на рис. 120 штриховкой.

В практике устройства деревянных перемычек забивку шпунта обычно ведут пакетами. Каждый такой пакет состоит из двух или трех шпунтовых свай, которые объединяют сверху одним общим металлическим бугелем.

Дощатый шпунт применяют при глубине котлована до 2,5 *м*, а брусчатый — при глубине 2,5 *м* и более. Для изготовления шпунтовых свай используют сырую древесину хвойных пород. Ранее

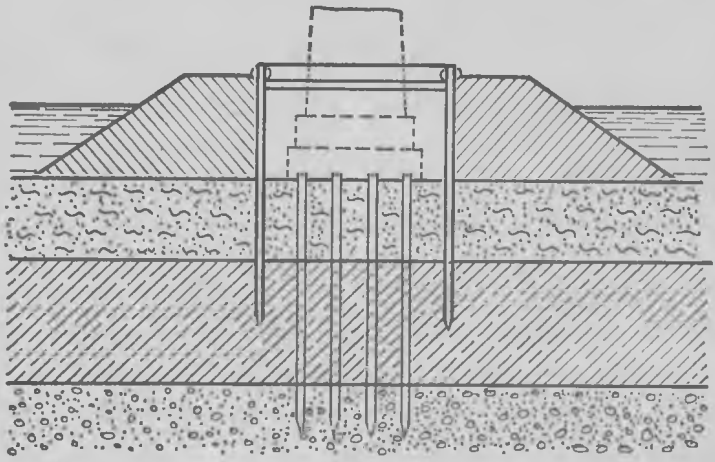

Рис. 123. Однорядная шпунтовая перемычка с земляной обсыпкой

изготовленный шпунт замачивают в воде за 10—15 дней до его забивки.

При ограждении котлована от грунтовых вод шпунтовая перемычка получает в разрезе вид, показанный на рис. 122. Глубину заделки шпунта ниже дна котлована *h* назначают по данным расчета на устойчивость, а его толщину определяют из условий работы на изгиб.

Если основание сложено из водопроницаемых грунтов, низ шпунтовой стенки стремятся довести до подстилающего водоупорного грунта и заглубить в него не менее чем на 0,5 *м*. Такое заглубление делают для того, чтобы избежать опасной фильтрации воды снизу внутрь котлована.

Для ограждения котлована на местности, покрытой водой, деревянные шпунтовые стенки применяют с наружной земляной обсыпкой (рис. 123) или в виде двухрядных перемычек с заполнением промежутка суглинисто-супесчаным грунтом (рис. 124). Для повы-

шения устойчивости стенки перемычки связывают между собой в уровне горизонтальных схваток тяжами.

Иногда в промежутке между тяжами бывает полезно установить еще и подкосы, что приводит к образованию горизонтальных ферм,

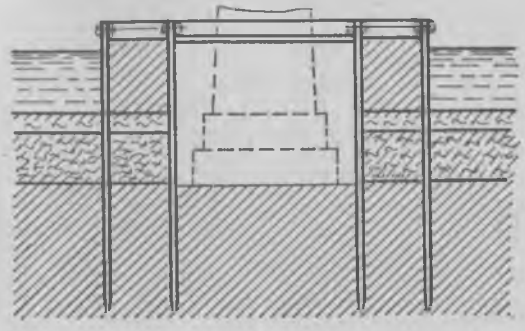

Рис. 124. Двухрядная шпунтовая перемычка

роль поясов которых станут выполнять указанные схватки (рис. 125). Такие подкосы, в частности, были применены для усиления перемычки на строительстве в 1927—1928 гг. моста под автомобильную дорогу через р. Нерль у Владимира, где ее устойчивость оказалась недостаточной.

Деревянные шпунтовые перемычки неприменимы в грунтах, содержащих крупные валуны, камни и иные твердые включения. Их

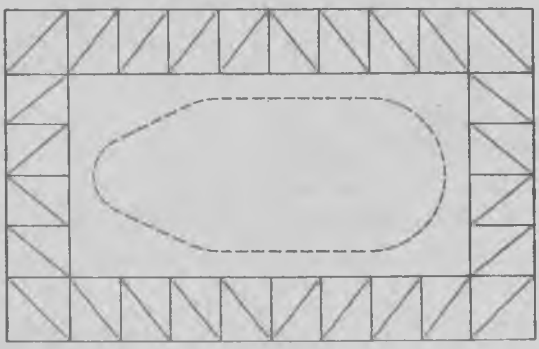

Рис. 125. Схема расположения подкосов между тяжами для усиления двухрядной перемычки

устройство практически невозможно также в твердых и очень плотных грунтах из-за частых поломок свай. Более широкие возможности применения имеют стальные перемычки, которые прочнее деревянных и при погружении испытывают меньшее лобовое сопротивление грунта, действующее на нижний конец шпунтовых свай.

Стальные перемычки устраивают из специально прокатанных шпунтовых свай плоского, корытного и Z-образного профилей (рис. 126). Стальной шпунт, как правило, используют в качестве инвентарного оборудования, по окончании работ его извлекают с помощью вибровыдергивателей. Из сочетания отдельных шпунтин иногда устраивают мощные сваи коробчатого сечения. Основные данные о стальном шпунте приведены в табл. 25.

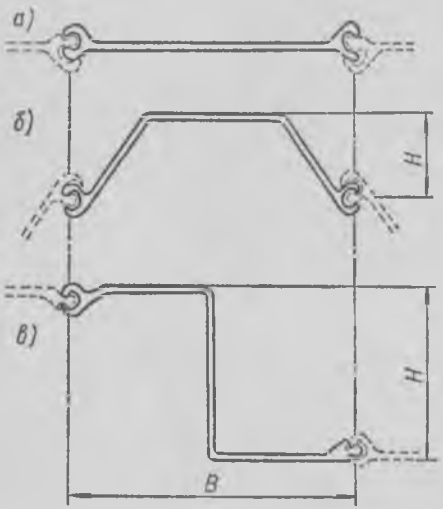

Рис. 126. Профили металлических шпунтовых свай:
а — плоский (*ШП*); *б* — корытообразный (ШК); *в* — Z-образный (ШД)

Стальной шпунт легко погружается с помощью вибропогружателей, особенно в песчаные и супесчаные грунты. При наличии в грунте препятствий лучший результат дает забивка молотами. Стальной шпунт допускает устройство котлованов большей глубины, чем деревянный, а применение металла оправдывается возможностью многократного его использования. Деревянные же перемычки обычно оставляют в грунте после постройки сооружения.

Железобетонные перемычки устраивают из железобетонных шпунтовых свай прямоугольного сечения с пазом и гребнем; они тяжелы и обычно забиваются с одновременным подмывом грунта. Применяются такие

Таблица 25

Основные данные о стальном шпунте плоского (ШП), корытного (ШК) и Z-образного (ШД) сечений по ГОСТ 4781—55

Условное обозначение профиля	Размеры, *см*		Площадь поперечного сечения, $см^2$	Вес 1 *м*, *кг*	Момент инерции, *см*	Момент сопротивления, $см^3$	Длина сваи, *м*
	B	*H*					
ШП-1	400	—	82	64	332	73	8—22
ШП-2	200	—	39	30	80	28	8—22
ШК-1	400	74,5	64	50	730	114	8—22
ШК-2	400	125	74	58	2243	260	8—22
ШД-3	400	240	78	61	7600	630	8—25
ШД-5	400	320	119	93	20100	1256	8—25

перемычки в строительной практике редко и, как правило, лишь в тех случаях, когда они конструктивно входят в состав возводимого сооружения.

§ 83. Расчет шпунтовых перемычек

По характеру работы шпунтовые перемычки подразделяют на анкерные, имеющие, кроме защемления их нижней части в грунте, еще закрепление верхнего конца, и свободно стоящие, которые указанного закрепления вверху не имеют. Анкерные стенки по сравнению со свободно стоящими находятся в значительно более выгодных условиях работы, а потому их применение является наиболее предпочтительным.

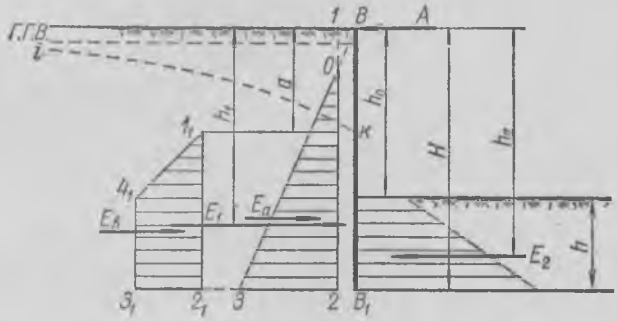

Рис. 127. Схема к расчету глубины заделки анкерной шпунтовой стенки ниже дна котлована

Анкерная шпунтовая стенка BB_1 нагружена с внешней стороны активным давлением земли (рис. 127). Величину этого давления применительно к условиям однородного грунта, характеризуемого углом внутреннего трения φ и сцеплением c, можно определить по формуле

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH \operatorname{tg} \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma}, \qquad (218)$$

где γ — объемный вес грунта, принимаемый с учетом взвешивающего давления воды для слоев, находящихся в подводном состоянии.

Графически первый и второй члены уравнения 218 можно представить площадями треугольника BB_13 и прямоугольника $1BB_12$, а третий — площадь треугольника $1BO$. Величина же активного давления грунта E_a определится здесь как площадь треугольника 023.

На стенку BB_1 будет действовать также гидростатическое давление, которое создается вследствие разницы в уровнях стояния воды снаружи и внутри ограждения. Однако при его определении необ-

ходимо учитывать, что через неплотности шпунта вода будет в какой-то мере просачиваться внутрь ограждения, вызывая понижение ее уровня за стенкой по некоторой депрессионной кривой $i\kappa$.

Таким образом, вода будет здесь стоять ниже первоначального ее уровня и находиться у стенки на глубине a от поверхности земли. Гидростатическое давление на стенку определится эпюрой $1_1 2_1 3_1 4_1$, величину которого можно найти по формуле

$$E_в = \left(\frac{h_0 - a}{2} + h\right)(h_0 - a)\,\gamma_в, \tag{219}$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды.

Определение давления воды на шпунтовую стенку в действительности затруднительно из-за неопределенности очертания образующейся у нее депрессионной кривой. Наиболее просто оно выполнимо применительно к следующим двум частным случаям.

В одном из них, когда примыкающая к ограждению толща грунтов обладает высокой водопроницаемостью, а соединение шпунтовых свай плотное, понижение уровня грунтовых вод у перемычки будет незначительным, и им можно пренебречь. Тогда величину a приближенно можно принять равной глубине первоначального уровня стояния грунтовых вод ниже поверхности земли.

В другом случае, когда грунт слабо проницаем, а наличие неплотностей в соединениях шпунтовых свай хорошо его дренирует, депрессионная кривая может получить крутое снижение по направлению к стенке и достигнуть почти уровня дна котлована. Здесь приближенно можно принять $a = h_0$ и считать, что $E_в = 0$, так как давление воды снаружи и внутри котлована на стенку взаимно уравновешивается.

Приложенные к стенке усилия $E_а$ и $E_в$ можно сложить в одну общую равнодействующую E_1, которая уравновешивается реакцией анкерной опоры A и пассивным сопротивлением грунта E_2. Для определения A и E_2 можно составить следующие два уравнения:

$$\left.\begin{aligned} A &= E_1 - E_2, \\ E_2 &= E_1 \frac{h_1}{h_2}. \end{aligned}\right\} \tag{220}$$

Стенку считают устойчивой, если найденное здесь значение пассивного сопротивления грунта E_2 не превышает предельной величины $E_п$, определяемой по формуле

$$E_п = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2ch \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \tag{221}$$

Если при расчете стенки окажется, что $E_2 \geqslant E_п$, глубину ее заделки в грунт h несколько увеличивают, и расчет повторяют. В случае слоистого залегания грунтов для приближенного расчета $E_а$ и $E_п$ принимают средние значения γ и φ. Их вычисляют таким же

способом, как это было принято при определении средней величины $\varphi^н$ по формуле 182.

Расчет стенки на изгиб ведут общепринятыми методами, где вначале определяют положение опасного сечения, в котором поперечная сила обращается в нуль, а затем находят наибольший изгибающий момент в этом сечении $M_{макс}$. Далее подбирают необходимые поперечные размеры стенки на основе общих положений расчета балок на изгиб.

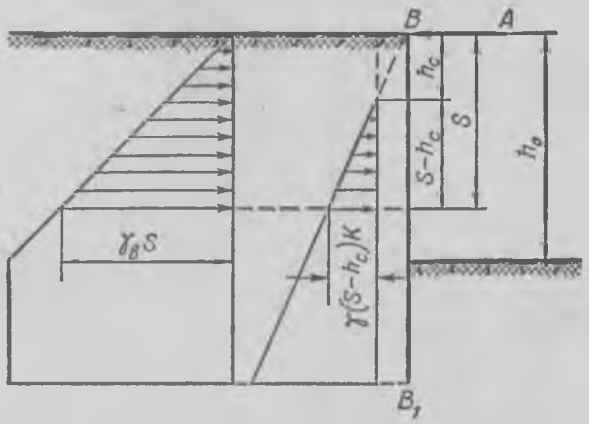

Рис. 128. Схема к расчету анкерной шпунтовой стенки на изгиб

Применительно к частному случаю, когда за стенкой вода стоит на полную высоту устроенного ограждения (рис. 128), для определения глубины положения опасного сечения ниже поверхности земли S можно составить следующее уравнение:

$$\frac{\gamma(S-h_c)^2}{2}\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)+\frac{\gamma_в S^2}{2}-A=0. \qquad (222)$$

Решая относительно S и обозначая, для краткости, $\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$ через K, имеем;

$$S=\frac{\gamma h_c K}{\gamma K+\gamma_в}+\sqrt{\left(\frac{\gamma h_c K}{\gamma K+\gamma_в}\right)^2+\frac{2A-\gamma h_c^2 K}{\gamma K+\gamma_в}}, \qquad (223)$$

где γ и $\gamma_в$ — объемный вес грунта и воды.

Входящая в уравнение 222 и 223 величина h_c означает глубину, в пределах которой давление грунта на стенку не передается, так как он удерживается здесь силами сцепления. Значение h_c определяется по формуле

$$h_c=\frac{2c}{\gamma\operatorname{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)}. \qquad (224)$$

Максимальный изгибающий момент $M_{макс}$ в сечении для участка стенки длиной в плане l определится:

$$M_{макс}=\left[\frac{\gamma\,(S-h_c)^3\,K+\gamma_в S^3}{6}-AS\right]l. \qquad (225)$$

В другом случае, когда уровень воды вследствие фильтрации через неплотности стенки находится почти у поверхности дна котлована, слагаемое $\frac{\gamma_в S^2}{2}$ в уравнении 222 может быть опущено. Тогда для определения положения опасного сечения S получим вместо формулы 223 следующее выражение:

$$S=h_c+\sqrt{\frac{2A}{\gamma K}}. \qquad (226)$$

Максимальный изгибающий момент $M_{макс}$ для участка стенки длиной l в данном случае определится:

$$M_{макс}=\left[\frac{\gamma\,(S-h_c)^3\,K}{6}-AS\right]l. \qquad (227)$$

Расчет свободно стоящих стенок значительно сложнее и в настоящее время приближенно разработан лишь применительно к случаю

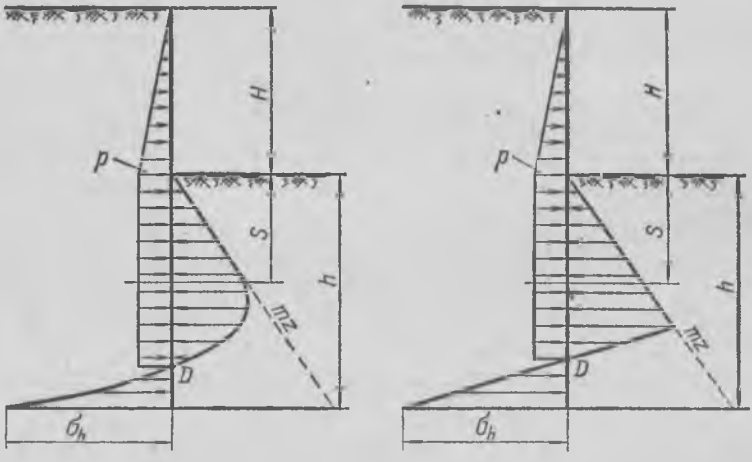

Рис. 129. Схемы усилий, приложенных к безанкерной шпунтовой стенке

однородного сыпучего тела без отражения особенностей, связанных с раздельным учетом давления грунта и воды.

Аналогично опоре глубокого заложения стенка под влиянием одностороннего давления земли стремится повернуться вокруг нулевой точки D (рис. 129). Этому повороту противодействует реакция грунта в заделке стенки. Очертание ее эпюры принимают в верхней части по прямой $\sigma_{гор}=mz$, а начиная с некоторой глубины,—

по касательной к ней параболической кривой. При этом принимают $m = m_{пр}$, определяя $m_{пр}$ по формуле 135.

В другом случае указанную эпюру в целях упрощения принимают в виде двух треугольников. При построении этих эпюр считают, что горизонтальное напряжение σ_h у низа стенки не должно превышать пассивного сопротивления грунта на той же глубине, которое принимают с уменьшением на величину активного его давления, действующего с другой стороны. Это условие выражают следующим равенством

$$\sigma_h = \gamma\left[(H+h)\operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)-h\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\right]. \qquad (228)$$

Расчет устойчивости стенки основан на обычном рассмотрении условий ее равновесия. В результате этого можно, например, получить уравнение для определения глубины заделки шпунта ниже уровня дна котлована h, решение которого ведут способом подбора. Однако если это уравнение использовать для определения зависимости между отношением H к h, которое обозначим через α, и углом внутреннего трения грунта φ, то искомое заглубление стенки h можно найти по следующей простой формуле:

$$h = \frac{H}{\alpha}. \qquad (229)$$

Здесь α, как это можно убедиться путем непосредственных подсчетов, имеет значение 1,0; 0,75; 0,55 и 0,385 при φ, соответственно равном 30, 25 и 15°. При небольших величинах φ заглубление стенки h в грунт получается большим. Однако малые значения φ характерны для глинистых грунтов, в которых имеется еще и сцепление c. Последнее позволяет принимать H с уменьшением на величину h_c, определяемую по формуле 224.

В расчете стенки на изгиб учитывают, что опасное сечение обычно находится на сравнительно небольшой глубине ниже поверхности дна котлована. В связи с этим можно полагать (см. рис. 129), что напряжения от реакции грунта возрастают до этой глубины по линейному закону $\sigma_{гор} = mz$. Тогда для суммы сил, приложенных к стенке выше искомого сечения, можно написать:

$$\frac{pH}{2}+pS-\frac{mS^2}{2}=0. \qquad (230)$$

Решая это уравнение относительно S, получим для определения положения опасного сечения стенки следующую формулу:

$$S = \frac{p}{m}\left(1+\sqrt{1+\frac{mH}{p}}\right). \qquad (231)$$

Наибольший изгибающий момент $M_{макс}$, найденный в опасном сечении для участка стенки длиной l в плане, определится:

$$M_{макс} = \left[\frac{pH}{2}\left(\frac{H}{3}+S\right)+\frac{pS^2}{2}-\frac{mS^3}{6}\right] l. \qquad (232)$$

Входящее в полученное выражение напряжение p означает величину активного давления грунта на стенку на уровне дна котлована. Его определяют по следующей формуле:

$$p = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right). \qquad (233)$$

При наличии сцепления в грунте, очевидно, здесь во всех приведенных формулах также следует брать H с уменьшением на величину h, определяемую по формуле 224.

В изложенных расчетах не учитывалось влияние жесткости стенки на характер распределения давления грунта по ее высоте. Это влияние, изучавшееся многими нашими и зарубежными учеными, заключается в его уменьшении в местах прогиба стенки и некотором его повышении на участках расположения неподвижных опор (распорок, анкерных креплений).

§ 84. Перемычки из замороженного грунта

Устройство перемычек этого типа производят искусственным или естественным замораживанием водоносных грунтов по контуру ограждаемого котлована. Для искусственного замораживания

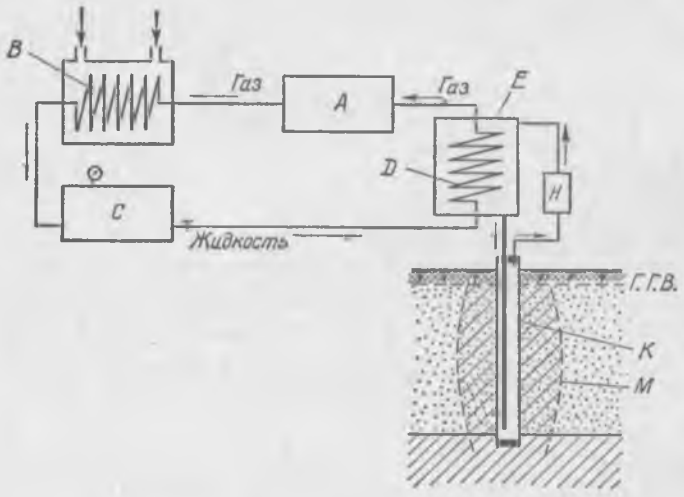

Рис. 130. Схема холодильной установки для замораживания грунтов

используют холодильную установку, обычно компрессорного типа. Естественное замораживание происходит под влиянием низких температур окружающего воздуха.

Холодильная установка, применяемая для искусственного замораживания грунтов, работает следующим образом (рис. 130).

Компрессор *A* нагнетает аммиак, находящийся в парообразном состоянии, в змеевик *B*, который снаружи омывается или орошается холодной водой. Здесь аммиак обращается в жидкость и стекает в резервуар *C*, называемый конденсатором. Далее он поступает в змеевик *D*, присоединенный к всасывающей трубе компрессора. Под влиянием сильного разрежения, создаваемого компрессором, аммиак в змеевике *D* вновь испаряется, и затем дальнейший цикл его движения повторяется.

На испарение аммиака отнимается тепло у окружающего соляного раствора, находящегося в резервуаре *E*, который постепенно охлаждается до —15 ÷ —20° С. Охлажденный раствор, для приготовления которого обычно используют соли хлористого кальция, поступает в скважины *K* и вызывает замораживание окружающего грунта. Несколько нагретый за счет притока тепла из грунта раствор вследствие уменьшения плотности поднимается вверх и по обратному трубопроводу вновь поступает в резервуар *E* для повторного охлаждения. В дальнейшем цикл его движения повторяется. Необходимая скорость циркуляции раствора достигается регулировкой работы насоса *H*.

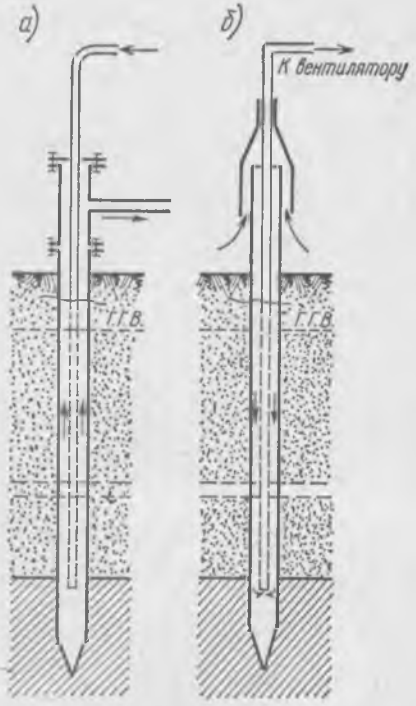

Рис. 131. Схематический вид скважин для искусственного и естественного (справа) замораживания грунтов

Скважины располагают по контуру ограждаемого котлована на расстояниях 1,5—2 *м* друг от друга (рис. 131). В результате работы холодильной установки в грунте вокруг скважин образуются ледогрунтовые цилиндры *M*. Они постепенно увеличиваются в поперечных размерах и в конечном итоге смыкаются между собой, образуя перемычку из замороженного грунта вокруг котлована (рис. 132). Устроенные скважины должны заглубляться в подстилающий пласт не менее чем на 1 *м*, чтобы надежно перекрыть всю толщу водоносных грунтов.

Устройство перемычек из искусственно замороженного грунта является довольно дорогим и сложным. Для этого требуется специальное оборудование и длительный срок эксплуатации. Однако искусственное замораживание в строительстве оправдывается без-

аварийным выполнением работ в сложных грунтовых условиях и гарантирует безопасность для соседних сооружений, что не всегда удается обеспечить при работах другими методами вследствие возможной подвижки грунтов. Так, искусственное замораживание грунтов применялось при строительстве ряда сооружений Московского метрополитена имени В. И. Ленина, при сооружении водосливной плотины Горьковской ГЭС на Волге и в ряде других случаев.

Кроме аммиачной, применяются и углекислотные холодильные установки, которые позволяют снизить температуру до —40°. Однако в строительстве преимущественное распространение имеют аммиачные холодильные машины, так как их устройство и работа с ними проще.

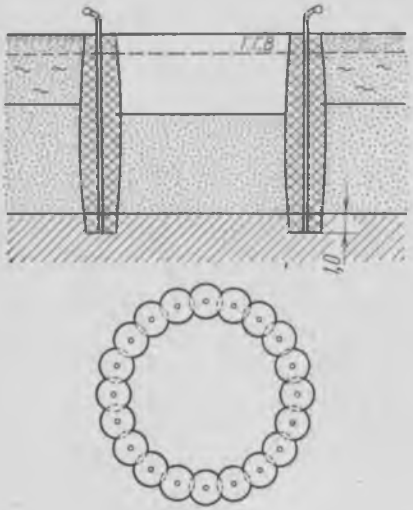

Рис. 132. Схема котлована, огражденного перемычкой из замороженного грунта (вертикальный разрез и план)

Для естественного замораживания грунтов также устраивают скважины по контуру ограждаемого котлована, оборудованные замораживающими колонками (см. рис. 131). При помощи вентиляционной установки обеспечивается непрерывная циркуляция в них холодного воздуха. Над скважинами укрепляют защитные колпаки, которые прикрывают их сверху от засорения снегом. Образующаяся в грунте перемычка имеет такой же вид, как и представленная на рис. 132.

Естественное замораживание можно производить без устройства в грунте скважин. Здесь, как это издавна применялось еще золотоискателями, разработку грунтов ведут путем постепенного их вымораживания. Вначале, обычно еще в теплое время года, отрывают часть котлована *1 2 3 6* на глубину до уровня грунтовых вод (рис. 133). С наступлением зимних холодов дают возможность грунту промерзнуть на некоторую глубину и затем ведут дальнейшую его разработку в пределах *6 3 4 5*, оставляя внизу и с боков часть мерзлого грунта нетронутым для защиты котлована от притока воды. Происходит дальнейшее промерзание грунтов, что дает возможность продолжать отрывку котлована описанным способом. Работы ведут до тех пор, пока не будет достигнута требуемая глубина заложения фундамента.

Для ускорения промерзания грунтов применяют различные ветронаправляющие приспособления (наклонные щиты и др.). Иногда используют и печную тягу, подвешивая печь на некоторой высоте над уровнем дна котлована или устанавливая ее на высоких

подставках. В результате проведения описанных работ в грунте образуется перемычка в виде «стакана», защищающая котлован от притока воды снизу и с боковых его сторон.

При разработке мерзлого грунта необходимо соблюдать большую осторожность, так как случайная пробоина защитного слоя откроет доступ воде в котлован и произойдет его затопление. Для быстрой ликвидации таких пробоин применяют клинья, которые забивают в образовавшиеся отверстия с применением пакли. Лучший эффект дают стальные клинья, обеспечивающие вследствие высокой теплопроводности материала быстрое замерзание вокруг них воды с грунтом.

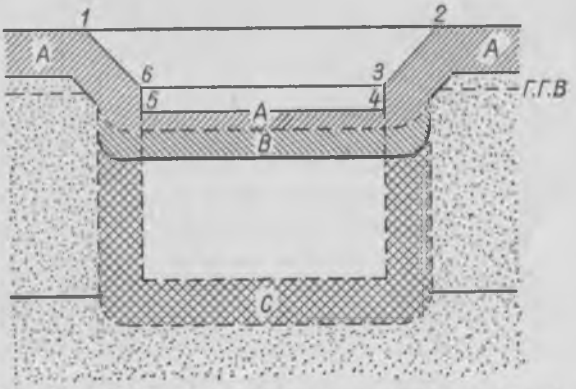

Рис. 133. Схема работ по отрывке котлована с постепенным вымораживанием грунта:

A — область первоначального промерзания грунта; *B* — область дальнейшего промерзания грунта после устройства выемки *6*, *3*, *4*, *5*; *C*— перемычка из замороженного грунта в готовом виде

Еще большая осторожность нужна при работах с применением оттаивания способом «пожогов». Ликвидация случайных проталин здесь является делом весьма сложным и не всегда приводит к желаемой цели.

При проектировании перемычек из замороженного грунта, устраиваемых в виде плоских вытянутых стен, их рассматривают как временные сооружения гравитационного типа, работа которых на воздействие горизонтальных сил обусловлена влиянием собственного веса. В необходимых случаях их усиливают контрфорсами, устраиваемыми также путем промораживания грунтов. Обычно же перемычкам стремятся придать в плане криволинейную (эллиптическую, круглую) форму. Такие перемычки надежнее воспринимают давление грунта и воды.

Для устройства фундаментов при отрицательных температурах окружающего воздуха применяют способы ведения кладки в зимних условиях. Работы упрощаются применением сборных конструкций фундаментов.

§ 85. Работы в трещиноватых скальных грунтах

При разработке скальных грунтов стенки котлованов обычно не крепятся, но часто приходится бороться с водой, просачивающейся в выработку по имеющимся в скале трещинам. Чтобы преградить доступ воде, применяют цементацию или битуминизацию грунтов. Эти мероприятия находят применение также и в гидротехническом строительстве для устройства противофильтрационных завес.

Для цементации в грунте бурят скважины, располагая их на расстоянии 2—3 *м* друг от друга по линии устраиваемого ограждения. Выше залегания скалы скважины закрепляют обсадными трубами, а для подачи цементного раствора в них опускают нагнетательные трубы. Для создания необходимого давления скважины сверху закрывают герметически. Кроме того, у обсадных труб снаружи делают цементный замок в виде кольцевой рубашки. Состав нагнетаемого в грунт раствора устанавливают на основе опытных инъекций, где также уточняют правильность выбранного расстояния между скважинами.

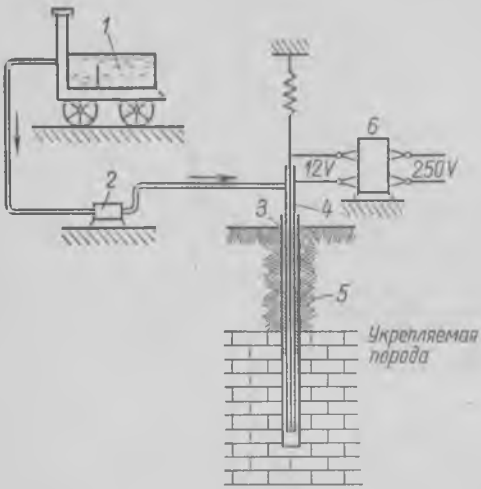

Рис. 134. Схема установки для горячей битумизации грунтов:
1 — котел для разогревания битума; *2* — насос; *3* — скважина; *4* — нагнетательная труба; *5* — цементная пробка; *6* — трансформатор

При наличии сульфатных и некоторых других видов агрессивных вод для цементации грунтов применяют специальные цементы, стойкие против коррозии. При водопоглощении грунта меньше 1 *л/мин* вместо растворов используют цементные суспензии (цемент + вода).

Рабочее давление в скважинах устанавливают в зависимости от консистенции раствора и размеров трещин в скале. При этом цементацию считают возможной, если ширина трещин не менее 0,15÷0,2 *мм*, а циркулирующая в них вода не вымывает свежеуложенный раствор. При большой скорости течения грунтовых вод цементация трещин в скале становится невозможной. Раствор вымывается водой прежде, чем успеет затвердеть. В таких случаях применяют битумизацию.

Для битумизации трещиноватых скальных грунтов используют битумы марок БН-III и БН-V. Их нагревают в котле примерно до 200° и в расплавленном виде нагнетают с помощью насоса по трубам

в скважины через опущенные в них инъекторы, имеющие отверстия в нижней части своих стенок. Для нагнетания используют насосы производительностью 0,5—1 *м*³/*час*, которые способны развивать давление до 50—80 *ат*. Вначале ведут нагнетание более мягкого битума БН-III, а затем битума БН-V.

Расплавленное состояние битума в скважине поддерживают с помощью электронагрева. Чтобы битум не мог выходить из скважины наружу, кольцевой зазор между ее стенками и инъектором тампонируют цементным раствором на уровне верхней границы битумизируемой зоны.

Расстояние между скважинами устанавливают, как и при цементации, в зависимости от характера трещиноватости скалы. Обычно оно находится в пределах 1—2 *м*. Схематический вид установки для горячей битумизации приведен на рис. 134. Кроме горячей битумизации грунтов возможно также нагнетание в скважины холодной битумной эмульсии.

Глава XX

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ И НЕКОТОРЫЕ СПОСОБЫ УСТРОЙСТВА ПОДВОДНЫХ ОПОР

§ 86. Опускные колодцы

Каменные опускные колодцы изобретены впервые, по-видимому, в Индии много столетий тому назад. Индийцы, почитавшие воду как божество, особенно реку Инд, строили свои храмы в поймах рек, где были мощные отложения слабых наносных грунтов, что требовало глубокого заложения фундаментов. Чтобы достичь плотных и надежных грунтов, стали применять опускные колодцы. Примитивные же опускные колодцы, высеченные из каменных глыб и использовавшиеся в целях водоснабжения, как указывалось, были известны еще в глубокой древности.

Идея опускного колодца заключается в следующем (рис. 135). На поверхности грунта вначале устраивают кладку колодца на некоторую высоту. Затем внутри начинают разрабатывать грунт, подкапывая его под стенками колодца. Последний, утрачивая опору, опускается под влиянием собственного веса, пока не заглубится в не затронутый разработкой грунт. Работы таким способом ведут до тех пор, пока не будет пройдена вся толща слабых грунтов и колодец не достигнет проектной отметки заложения опоры. В процессе опускания кладку стенок колодца непрерывно наращивают.

По форме в плане опускные колодцы бывают круглые, квадратные, эллиптические и прямоугольные (рис. 136). Наиболее целесообразной является круглая форма. Кладка в этом случае лучше воспринимает давление от окружающего грунта, и, кроме того,

обеспечивается возможность равномерной его подработки под стенками при опускании.

При квадратной или прямоугольной форме колодца в кладке его возникают также и растягивающие напряжения, а потому их устраи-

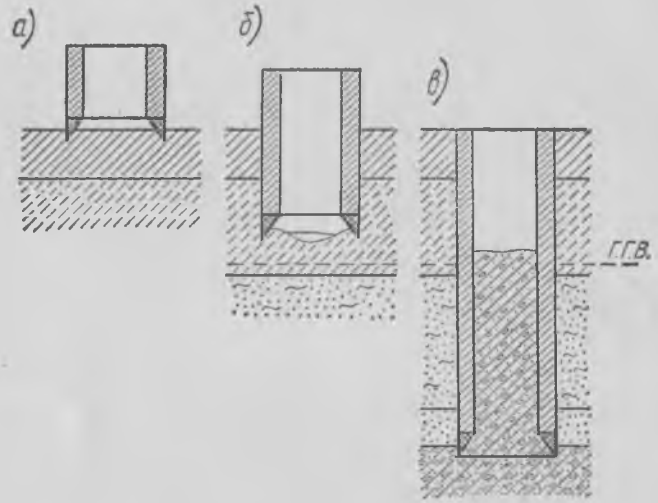

Рис. 135. Схема устройства фундамента с помощью опускного колодца:

а — начальное положение; *б* — колодец в стадии опускания; *в* — опускание окончено, колодец заполняется кладкой

вают из железобетона. При их опускании часто наблюдается зависание стенок колодца в пролете из-за затрудненных условий подработки грунта под его углами. Колодцы эллиптической формы удобнее прямоугольных в отношении разработки под ними грунта, но нуждаются в некотором усилении их вытянутых стенок арматурой или устройстве внутренних поперечных стенок для восприятия сжимающих усилий от давления грунта. Опускные колодцы бывают и в виде бетонных массивов, пронизанных вертикальными шахтами для разработки грунта. Такие колодцы распространены в США.

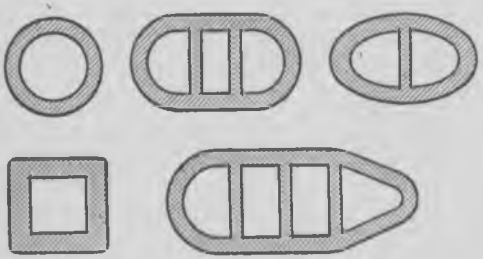

Рис. 136. Некоторые формы опускных колодцев в плане

Виды опускных колодцев в вертикальном разрезе показаны схематически на рис. 137. Колодцы с вертикальными стенками постоянной толщины легки в изготовлении и допускают бетонирование в подвижной опалубке. Однако их опускание на глубину

свыше 10 *м* затруднительно из-за большого влияния сил трения грунта. Колодцы с наклонными стенками отличаются и сложностью изготовления и трудностью опускания вследствие возможных перекосов, хотя влияние сил трения здесь невелико. Наиболее целесообразной является ступенчатая форма стенок колодца, устройство которого и опускание на различные глубины выполняется обычно без особых затруднений.

В нижней части колодца устраивают нож. Он облегчает разработку грунта под стенками колодца, выдавливая его в сторону шахты, а также защищает кладку от повреждений при преодолении различных препятствий. Ножи бывают деревянные, металлические,

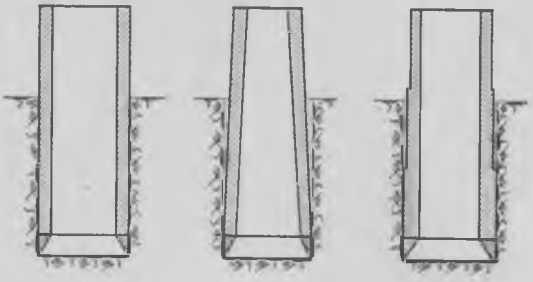

Рис. 137. Виды опускных колодцев в вертикальном разрезе

а теперь их обычно делают железобетонными. Кладку колодца армируют вертикальными тяжами. Они необходимы для предупреждения возможности ее разрыва в случае, если произойдет где-то вверху защемление колодца грунтом, а нижняя его часть при подработке грунта под ножом окажется в подвешенном состоянии.

Грунты в колодце разрабатывают грейфером и другими землеройными снарядами, а при проходке различных водонасыщенных песков применяют гидроэлеваторы и эрлифты.

При разработке грунтов грейфером уровень грунтовых вод в колодце снижается мало и их приток снаружи из-под ножа незначителен. Это исключает возможность больших подвижек грунта в колодец фильтрационными токами, кроме случаев проходки неустойчивых толщ тонкозернистых плывунов, где такие подвижки возможны.

В случае же разработки грунтов гидроэлеваторами и эрлифтами происходит значительное понижение уровня воды в колодце и возникает сильный приток грунтовых вод из-под его ножа. Вместе с водой нередко затекает и большое количество песчаного грунта, который приходится также извлекать наружу. В результате таких подвижек грунта могут возникнуть аварийные осадки соседних сооружений, если строительство ведется в условиях застроенной местности. Все это необходимо учитывать при проектировании и при-

нимать меры к сохранению природного залегания окружающих грунтов или выбирать для устройства фундаментов другие конструктивные решения и применять иные способы работ по их возведению.

Когда достигнута проектная отметка опускания, колодец заделывают кладкой, и он вместе с заполнением образует фундамент. Если по условиям передачи нагрузки основанию достаточна опорная площадь подошвы стенок колодца, то его заполняют песком, но для лучшего контакта кладки стенок с поверхностью основания вначале устраивают на дне колодца бетонную подушку.

При наличии воды в колодце и невозможности ее откачать бетонирование подушки ведут подводным способом. Здесь бетон либо опускают в ящиках с открывающимся дном, либо его подают вниз с помощью трубы, по которой он постепенно течет без свободного падения в воде. Применяют также способ восходящего раствора, где слой отсыпки из камня и щебня, уложенный на дне колодца, пропитывают снизу вверх цементным раствором, который подается по заранее опущенным трубам. Опыт показывает, что при методе восходящего раствора бетонная кладка получается вполне удовлетворительного качества.

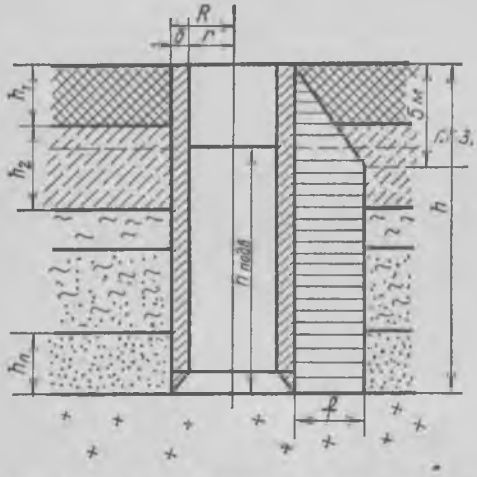

Рис. 138. Схема к расчету колодца на опускание под влиянием собственного веса

На местности, покрытой водой, опускание колодцев ведут с искусственно насыпанного островка или с подмостей, которые используют при глубокой воде и быстром ее течении. Подмости бывают стационарного типа на свайных опорах и плавучие — на баржах или шаландах. При опускании с подмостей колодец до посадки на дно удерживают в подвешенном состоянии — на тяжах. По мере опускания тяжи поочередно наращивают, наблюдая за равномерным их нагружением. В начальный период работ нижнее звено колодца обычно находится на самостоятельной барже, которую после его подвески на тяжи несколько затопляют и выводят в сторону.

Встречаются также плавучие колодцы с полой конструкцией стенок. Для их посадки на дно полости в стенках колодцев постепенно заполняют бетоном.

При проектировании колодцев ведут расчет на опускание под влиянием собственного веса. Силу трения грунта о боковые стены

колодца принимают возрастающей до глубины 5 *м* по линейному закону, а далее ее считают постоянной (рис. 138). Значение этой силы устанавливают по опытным данным; оно колеблется для разных грунтов обычно в пределах 1—3 $T/м^2$. В расчете на опускание сравнивают вес колодца с сопротивлением сил трения грунта, приложенных к боковой его поверхности.

Для колодцев круглой в плане формы их вес определяют по формуле

$$Q = \pi (R^2 - r^2)\, h\gamma_{кл}, \tag{234}$$

где R и r — наружный и внутренний радиусы очертания колодца;
h — полная глубина его опускания;
$\gamma_{кл}$ — объемный вес кладки стенок колодца.

Сила трения грунта, препятствующая опусканию колодца, определится по формуле

$$T = 2\pi R\,(h - h_a)\, f, \tag{235}$$

где $h_a = 2{,}5$ *м* и означает половину от глубины, за пределами которой удельную силу трения грунта f принимают постоянной.

В расчете на опускание толщину стенок колодца определяют из условий, чтобы его вес превышал сопротивление сил трения грунта не менее чем на 25%, считая $q = 1{,}25\,T$. Тогда для определения внутреннего радиуса очертания колодца получим следующую формулу:

$$r = R\sqrt{1 - \frac{2{,}5f}{Rh\gamma_{кл}}(h - h_a)}. \tag{236}$$

При опускании колодца какая-то часть его кладки будет находиться ниже уровня стояния в нем воды. Поэтому в расчет берут среднее значение ее объемного веса, определяемое с учетом взвешивающего давления воды, которое вычисляют по формуле

$$\gamma'_{кл} = \frac{\gamma_{кл}\,(h - h_{подв}) + (\gamma_{кл} - \gamma_в)\, h_{подв}}{h}. \tag{237}$$

При большой глубине опускания преодоление сил трения грунта собственным весом колодца может оказаться затруднительным и даже невозможным. В таких случаях опускают колодцы с одновременным подмывом грунта. Подмывные трубки закрепляют на стенах колодца, а нижние их концы выводят наружу в разных местах по его высоте.

Расчет на прочность ведут по соответствующим правилам строительной механики, где колодец рассматривают как оболочку, нагруженную снаружи горизонтальным давлением грунта. Для расчета круглых колодцев обычно используют известную формулу Лямэ:

$$r = R\sqrt{\frac{\sigma - 2p_m}{\sigma}}, \tag{238}$$

где R и r — наружный и внутренний радиусы очертания колодца;
σ — расчетное сопротивление для материала кладки колодца;
p_m — наибольшее удельное давление грунта на стенку колодца у его ножа.

Расчет по формуле Лямэ дает небольшую толщину стенок колодца $\delta = R - r$, недостаточную для обычных условий его опускания под влиянием собственного веса. Этот расчет применим в основном для проверки толщины стенок колодцев, опускаемых в тиксотропных рубашках (см. ниже), и для определения толщины стенок оболочек, погружение которых ведется под влиянием вибрации (см. § 88).

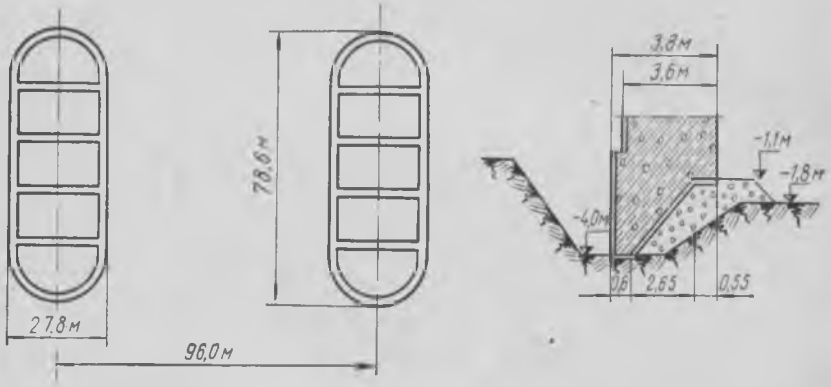

Рис. 139. Схематический вид опускных колодцев, примененных на Ново-Липецком металлургическом заводе для подземных установок непрерывной разливки стали, и деталь устройства их ножа (справа)

Опускные колодцы применяют для передачи тяжелых нагрузок на глубоко залегающие плотные грунты. При использовании в качестве опоры двух и более близко расположенных колодцев их перекрывают железобетонной плитой.

Опускные колодцы находят применение также при проходке шахт и в строительстве подземных сооружений.

В качестве примера можно привести опускание двух крупных колодцев длиной 78,6 *м*, шириной 27,8 *м* и высотой 26,0 *м*, которое производилось в 1964 г. для устройства подземных помещений установок непрерывной разливки стали на Ново-Липецком металлургическом заводе (рис. 139). Опускание колодцев велось в толще обводненных песков разной крупности, залегающих слоем мощностью 41—42 *м* на трещиноватом известняке, покрытом небольшим прослойком глины.

Для устройства ножа колодца была отрыта на глубину 4 *м* траншея, в которой отсыпана щебеночная призма с откосом, покры-

тым железобетонными плитами для придания ножу необходимого скоса. Колодцы бетонировались в опалубке. С наружной стороны она состояла из таких же железобетонных плит, какие были применены для устройства ножа, а с внутренней — из стальных листов металлической гидроизоляции толщиной 12 *мм*. Эти плиты и листы были присоединены посредством сварки к арматурному каркасу колодца.

Чтобы при опускании колодцев не произошло нарушение устойчивости песков в основании соседних сооружений, применили искусственное понижение уровня грунтовых вод. Водопонизительная установка была устроена по контуру строительной площадки и обеспечила снижение кривой депрессии до уровня, расположенного несколько ниже глубины предстоящего опускания колодцев.

Разработка грунта велась средствами гидромеханизации, а работа гидромониторов регулировалась по показаниям датчиков, позволяющих судить о напряженном состоянии рабочей арматуры колодцев. Опускание колодцев происходило под влиянием их собственного веса, в связи с чем толщина их стенок оказалась достаточно большой. Она была равна 2,2 *м* вверху и 3,8 *м* внизу у ножа колодца. Скорость опускания колодцев достигала 0,5 *м* в сутки, что соответствовало ежедневной выработке грунта 1000 $м^3$.

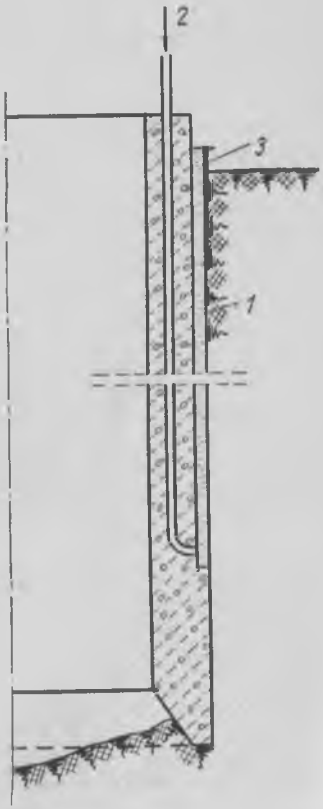

Рис. 140. Стенка опускного колодца, окруженного тиксотропной рубашкой

Колодцы, опускание которых происходит под влиянием нагрузки от собственного веса для преодоления сил трения грунта, получаются толстостенными, и для их устройства требуется много бетона. Однако оказалось, что этот недостаток можно в значительной мере устранить, если колодец окружить снаружи слоем глинистого раствора, получившего название тиксотропной рубашки. Этот способ был предложен у нас П. В. Озеровым в 1945 г., на изобретение которого ему было выдано авторское свидетельство.

По идее Н. В. Озерова стены нижней части колодца на высоту 2÷3 *м* делают на 5÷10 *см* толще, чем вверху. При его опускании между колодцем и грунтом образуется полость *1*, которую заполняют глинистым раствором (рис. 140). Его подают по трубкам *2* в нижнюю часть полости *1*, где он поднимается вверх, а излишек

отводится в приемник. Эти трубки могут быть заделаны в тело стенок колодца, помещены внутри его шахты или расположены снаружи, что не вполне надежно, так как возможны повреждения при погружении.

Верхнюю часть выработки закрепляют на некоторую глубину металлической оболочкой *3* из листовой стали. Эту оболочку называют форшахтой и служит она для защиты грунта от обрушения, которое может здесь произойти от различных случайных причин. Вообще же грунтовые стенки полости, заполненной глинистым раствором, устойчивы, и их не требуется крепить даже в песках.

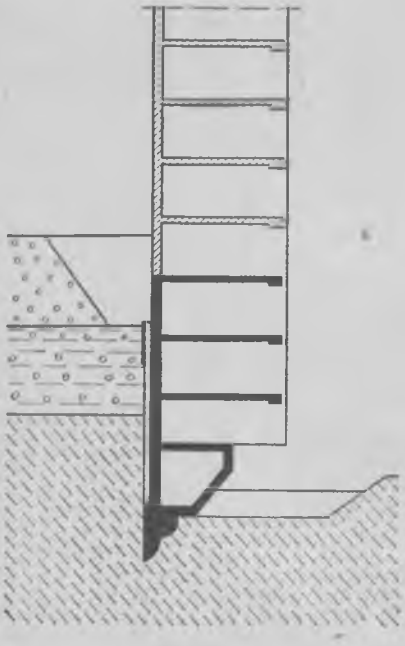

Рис. 141. Схема устройства стенок опускного колодца, примененного на строительстве гаража в Женеве

Опускание колодцев в тиксотропной рубашке эффективно уменьшает влияние сил трения грунта, что не всегда достигается при обычном их погружении с подмывом. Имеются, в частности, опытные данные опускания двух одинаковых колодцев — одного с подмывом, а другого в тиксотропной рубашке. Первый колодец удалось опустить лишь на 12 *м*, тогда как второй легко был погружен на 26 *м* в тех же грунтах.

Впервые погружение колодцев в тиксотропной рубашке было осуществлено в 1952 г. в Венгрии на строительстве будапештского метрополитена и в Швейцарии при строительстве водозаборного сооружения. Позднее их стали применять в ГДР, ФРГ, Югославии, Италии и других странах Европы, где к 1958 г. было опущено 80, а к 1963 г. примерно 450 сооружений. Для получения глинистого раствора использовались в основном бентонитовые глины, но имеются случаи его приготовления и из местных глин удовлетворительного по составу качества. Опускались колодцы различного диаметра на глубину до 20—30 *м* и более. При этом толщина их стенок обычно не превышала 40 *см*.

Применение тиксотропных рубашек является коренным усовершенствованием методов строительства сооружений, возводимых с помощью опускных колодцев. Колодцы становятся более легкими и допускают погружение на значительную глубину, что расширяет область их применения. В качестве примера можно от-

метить успешное опускание на глубину 28 *м* круглого железобетонного колодца диаметром 57 *м* для строительства гаража на 530 автомашин в Женеве. Колодец отличается особенностью конструкции его стен, устроенных в виде оболочки с горизонтальными ребрами перекрытий внутри и имел, очевидно, относительно небольшой вес (рис. 141). Полость для глинистого раствора имела размер 10 *см*. Погружение колодца происходило равномерно со скоростью от 10 до 30 *см* в день.

§ 87. Кессоны

Кессон является дальнейшим усовершенствованием водолазного колокола, получившего применение для подводных работ в XVII в. и известного в наиболее простых формах еще во времена Аристотеля. Тогда греки при добыче морских губок пользовались повернутыми вверх дном бочками, чтобы захватить с собой под воду какое-то количество воздуха. Недостатками колокола являются незначительная емкость заключенного в нем воздуха и отсутствие его обмена. Это затрудняло водолазные работы и ограничивало их проведение крайне малыми сроками.

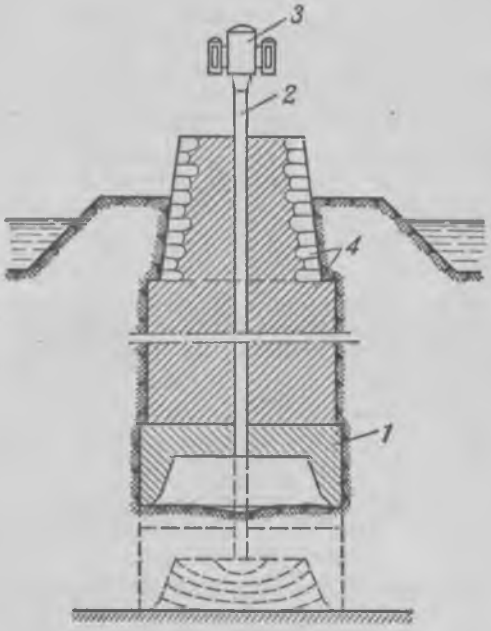

Рис. 142. Схема устройства кессона:
1 — рабочая камера; *2* — шахта; *3* — шлюз; *4* — надкессонная кладка

В 1841 г. французский инженер Триже при проходке шахты с помощью металлического цилиндра применил для вытеснения из него воды сжатый воздух. Для этих целей он отделил нижнюю часть цилиндра от верха стальной диафрагмой и в полученную камеру нагнетал воздух, а для входа в нее применил шлюз.

Проходка водонасыщенных грунтов под давлением сжатого воздуха, получившая название кессонного способа работ, вскоре стала применяться и в фундаментостроении. У нас первые кессоны были применены в шестидесятых годах прошлого столетия на строительстве опор моста через Днепр в Кременчуге.

Современный кессон состоит из рабочей камеры, шахты и шлюза с прикамерками для шлюзования (рис. 142). На потолке рабочей

камеры возводят надкессонную кладку. Рабочую камеру кессона устраивают преимущественно из железобетона и придают ей в плане такую же форму, какую имеет сооружение. Шахту и шлюз делают металлическими.

Давление воздуха в шахте и шлюзе такое же, как и в рабочей камере кессона, а в прикамерках оно меняется в процессе шлюзования от повышенного до нормального атмосферного и обратно. Время шлюзования зависит от величины рабочего давления в кессоне. Оно должно быть вполне достаточным, чтобы организм человека мог приспособиться к изменившимся условиям как в результате его повышения, так и обратного понижения.

Особенно опасен внезапный выпуск сжатого воздуха, что может повлечь за собой гибель людей, работающих в кессоне, так как в этом случае при резком падении давления начнется бурное выделение излишне растворенных газов из крови организма. Поэтому оборудование кессона делают таким, чтобы исключить всякую возможность случайного выпуска сжатого воздуха. В частности, все двери в прикамерках и шлюзах делают открывающимися лишь внутрь, в сторону большего давления.

Наибольшее давление сжатого воздуха, разрешаемое правилами охраны труда в СССР, не должно превышать 4 *ат*. Следовательно, теоретически опускание кессонов возможно лишь на глубину до 40 *м*. Если же учесть практическую необходимость в превышении давления сжатого воздуха над весом уравновешиваемого столба воды примерно на 10%, то глубина опускания кессона в обычных условиях окажется не более 36 *м*.

В отечественной практике имеется опыт опускания кессонов при режиме пониженного давления в рабочей камере. Это повышает глубину опускания и дает некоторую экономию. Однако такой метод работ применим лишь в устойчивых грунтах, заплывание которых в рабочую камеру кессона не происходит.

При опускании кессона в его рабочей камере ведут разработку грунта, который подъемными механизмами подают вверх по шахте и выгружают через шлюз наружу. Для этой цели кессоны обычно оборудуют самостоятельными материальными шлюзами. Для движения людей служат пассажирские шлюзы. Их количество назначают в зависимости от объема работ в кессоне, но не менее двух по условиям безопасности. Учитывают также временное выключение отдельных шлюзов на период наращивания шахт, производимое периодически по мере опускания кессона. При работах на местности, покрытой водой, кессоны, как и колодцы, опускают либо с искусственно насыпанного островка, либо с подмостей. При глубокой воде применяют плавучие кессоны, получаемые путем их сочетания с понтонами (см. § 89).

Опускание кессонов происходит под влиянием нагрузки от собственного их веса. Возможность такого опускания проверяют расчетом подобно тому, как это делается при проектировании колод-

цев. В качестве сил сопротивления здесь, кроме трения на боковой поверхности опоры, учитывают взвешивающее давление сжатого воздуха на потолок рабочей камеры кессона и реакцию грунта, распределенную по поверхности банкетки его ножа. Вопросы проектирования и расчета кессонов излагаются в специальных трудах.

Когда кессон опущен до проектной отметки, рабочую камеру заделывают кладкой (обычно бутобетоном). Для лучшего сопряжения с потолком ее укладывают кольцевыми слоями примерно так, как показано пунктиром внизу на рис. 142. Заделывают кладкой также и шахтные колодцы. В результате получают опору глубокого заложения, возведенную на естественном основании кессонным способом.

Разработка грунта в кессоне и его извлечение наружу долгое время велись вручную с применением несложных средств механизации. Гидромеханизация этих работ впервые была применена на строительстве Краснохолмского и Ново-Устьинского мостов в Москве в 1937 г. Позднее она была применена также на строительстве Наводницкого и Дарницкого мостов через Днепр в Киеве, Коломенского моста через Оку и в других случаях. Применение гидромеханизации ускорило процесс разработки грунта в кессоне и повысило скорость его опускания в 1,5—2 раза.

На этих работах управление гидромониторами вначале велось людьми, находящимися в рабочей камере кессона. Позднее его стали осуществлять из особой камеры, устроенной в теле надкессонной кладки (рис. 143). Наблюдение за работой механизмов здесь ведут уже через специальные окна в потолке рабочей камеры, оборудованные в виде иллюминаторов, или используют телевизионные установки.

Размытый гидромониторами грунт стекает в виде пульпы к приямку гидроэлеватора, который ее откачивает и выбрасывает наружу по специальной пульпопроводной трубе. Все работы здесь ведутся уже без участия людей в рабочей камере кессона.

Для строительства подводных опор неглубокого заложения находят применение съемные кессоны. В них кладку фундамента ведут внутри рабочей камеры, а по мере ее возведения кессон поднимают домкратами, упирающимися в его потолок изнутри. На местности, покрытой водой, используют для облегчения подъема кессона специальные цистерны, расположенные на потолке рабочей камеры. Во время опускания кессона они заполнены водой, а при его подъеме в цистерны накачивают воздух.

Съемные кессоны делают металлическими и обычно применяют при заглублении в грунт на 2—3 *м*. Они незаменимы при выполнении различных ремонтно-восстановительных работ в портах, где их часто имеют в качестве инвентарного оборудования.

Кессоны за продолжительный период практического их применения получили широкое распространение на строительстве мостов и других сооружений в сложных грунтовых условиях. В настоящее

время с появлением у нас нового прогрессивного способа строительства фундаментов из сборных железобетонных оболочек использование кессонов в мостостроении резко сократилось. Для устройства

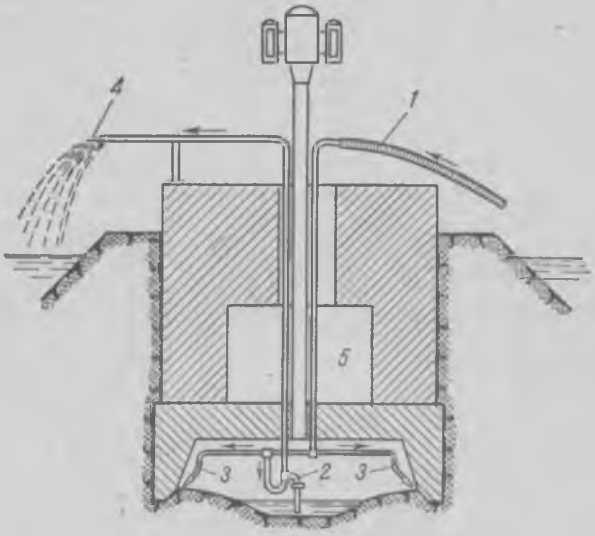

Рис. 143. Схема применения гидромеханизации для разработки грунта в кессоне:
1 — подача воды от насосной станции; *2* — гидроэлеватор; *3* — гидромониторы; *4* — отвод пульпы; *5* — камера управления

водозаборных, очистных и других аналогичных сооружений кессоны применяют и теперь, если из-за опасности разрыхления грунтов, наличия в них труднопреодолеваемых препятствий или по другим причинам опускные колодцы неприменимы.

§ 88. Фундаменты из сборных железобетонных оболочек

Фундаменты этого типа позволяют вести строительство глубоких опор в сложных грунтовых условиях современными индустриальными способами.

Железобетонные оболочки изготовляют в заводских условиях или на полигонах секциями диаметром от 0,4 до 3 *м* при толщине стенок от 8 до 12 *см* (табл. 26).

При соответствующем технико-экономическом обосновании для строительства опор мостов и гидротехнических сооружений допускается применение оболочек и большего диаметра, до 4—5 *м*.

Длину секций оболочек назначают, исходя из возможностей имеющегося для их изготовления оборудования, и принимают кратной 1 *м*. Оболочки диаметром до 2 *м* изготовляют центрифугирован-

Таблица 26

Размеры цилиндрических сборных железобетонных оболочек

Диаметр оболочки, *м*	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,6	2,0	3,0
Минимальная толщина стенок, *см* . .	8	10	10	12	12	12	12	12

ным способом, а более крупных размеров — в металлических виброформах.

Для устройства оболочек применяют бетон марки не ниже 300. Армируют их продольными стержнями диаметром 16—22 *мм*

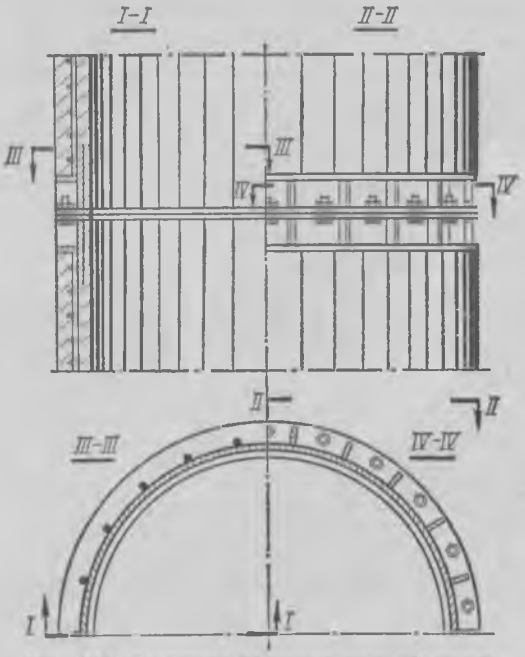

Рис. 144. Фланцево-болтовой стык оболочки

и спиральной обмоткой из проволоки диаметром 6—10 *мм*, применяя арматурную сталь марок Ст. 3, Ст. 5 и 25Г2С.

У концов секций, на участках длиной по 1 *м*, устанавливают дополнительную продольную и поперечную арматуру для местного усиления. Концы арматурного каркаса приваривают к фланцам, которые располагают строго перпендикулярно к оси монтируемой секции и закрепляют в специальном кондукторе, представляющем жесткую балку необходимой длины с упорами на концах. Фланцы

служат для соединения секций между собой с помощью болтов (рис. 144).

Для защиты от коррозии фланцево-болтовой стык покрывают битумной обмазкой. Применяют также сварную конструкцию стыка, но она удобна для укрупнительной сборки оболочек на площадке строительства перед погружением. В последнее время стали изготовлять оболочки с предварительно напряженной арматурой, что улучшило их качество и повысило трещиноустойчивость.

Нижняя секция погружаемой оболочки оборудуется ножом. В оболочках малого диаметра, называемых сваями-оболочками, вместо ножа обычно устраивают конический наконечник. Его применяют при забивке в слабые грунты.

Погружение оболочек в грунт ведут с помощью вибропогружателей. Их тип и мощность подбирают из условий, чтобы величина возмущающей силы превосходила в 1,5—2 раза полный вес оболочки вместе с наголовником и вибропогружателем.

Для тяжелых оболочек, опускаемых на значительную глубину (до 30—40 *м*), приходится по этой причине применять спаренные вибропогружатели синхронного действия, возмущающая сила которых для наиболее мощных машин достигает 500 *Т*. Оболочки малого диаметра можно погружать также и путем забивки молотами.

При опускании оболочек производят непрерывное или периодическое удаление из них грунта. Непрерывную разработку грунта ведут средствами гидромеханизации. В данном случае в наголовнике вибропогружателя должны иметься отверстия для пропуска соответствующих труб внутрь оболочки. При периодическом извлечении грунта производят снятие вибропогружателя через каждые 3—5 *м* опускания оболочек. Его используют в это время для погружения другой оболочки.

В песчаных грунтах разработку ведут до уровня ножа оболочки или даже несколько меньше. В глинистых грунтах при каждом очередном заглублении эту выработку ведут на 1—2 *м* ниже ножа. Гальку и камни извлекают с помощью гидрожелонки, представляющей собой кольцевую насадку гидроэлеватора с бункерным устройством. Сюда откладывается каменистый материал, задерживаемый отражательной сеткой. При подъеме наружу бункер освобождается от заполняющей его гальки и камней.

Если оболочка своей подошвой достигает скалы, в ней бурят скважину на глубину выветрелого трещиноватого слоя (обычно 1—3 *м*). Имеется опыт бурения таких скважин диаметром до 3 *м*, где применялись различные тяжелые долота, вес которых достигал 7 *Т* и более. Велось также погружение свай-оболочек диаметром до 1,4 *м*, осуществляемое с наклоном 6 : 1. Погруженную оболочку полностью или частично заполняют бетоном. В последнем случае его укладывают в низ шахты для образования подушки и в виде кольцевого слоя у стенок оболочки для их утолщения изнутри. Сверху шахту перекрывают плитой. При наличии притока воды ук-

ладывают вначале слой подводного бетона, называемый тампонажным, после твердения которого воду откачивают и продолжают работы по бетонированию колодца.

При устройстве свай-оболочек, если они не достигают твердого грунта и требуется увеличить их опорную площадь, возможно устройство камуфлетного уширения в нижней их части.

Для погружения оболочек на местности, покрытой водой, применяют в зависимости от ее глубины насыпи, подмости и плавучие средства. Правильное положение оболочек при опускании обеспечивают применением направляющих каркасов, собираемых в виде решетчатой пространственной системы из универсальных инвентарных конструкций (УИК-М). Направляющие каркасы крепятся к анкерным сваям. Если применяют ограждение из стального шпунта, направляющий каркас одновременно используют в качестве распорного крепления устраиваемой шпунтовой стенки.

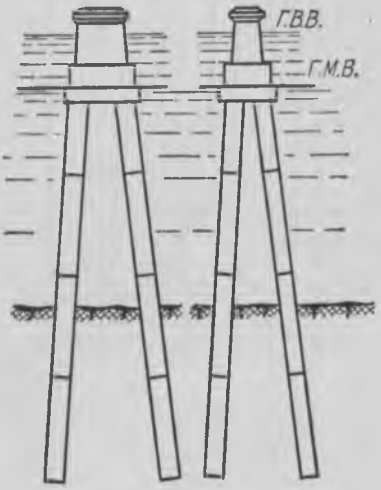

Рис. 145. Схема устройства мостовой опоры из сборных железобетонных оболочек по типу высокого свайного ростверка

Опоры, устроенные из сборных железобетонных оболочек, имеют при небольшом их диаметре вид высокого свайного ростверка (рис. 145), а при крупных поперечных размерах — вид сооружения на опускных колодцах (рис. 146).

Строительство фундаментов из сборных железобетонных оболочек связано с применением мощных кранов, вибропогружателей, бурильных станков и другого тяжелого оборудования. На этих работах требуется особое внимание к строгому соблюдению правил охраны труда. Запрещается нахождение людей в зоне возможного падения груза при подъеме и перемещениях оболочек и других тяжестей. Опасные зоны должны быть ограждены и обозначены предупредительными и запретительными надписями. Нельзя оставлять открытыми или неогражденными шахты незабетонированных оболочек, если верхняя их секция возвышается над поверхностью рабочей площадки менее 1 *м*.

Фундаменты из сборных железобетонных оболочек успешно заменяют во многих случаях дорогие и вредные для здоровья рабочих кессонные работы. Они часто оказываются экономичнее и обычных опускных колодцев, особенно при больших объемах работ.

Принудительное погружение оболочек протекает, как правило, значительно успешнее, чем обычное опускание колодцев и кессо-

нов под влиянием собственного веса, что сокращает сроки работ. Оно, вероятно, было бы еще эффективнее, если вибропогружение оболочек велось бы с применением тиксотропных рубашек.

Известный интерес представляет также способ погружения тонкостенных оболочек большого диаметра вдавливанием, предложенный у нас О. А. Савиновым еще в 1949 г. Работы по погружению таких оболочек ведутся на местности, покрытой водой. Звено оболочки устанавливают в заданном пункте на дно водоема и закрывают сверху крышкой, из-под которой начинают откачивать воду. Возникает давление на крышку, под влиянием которого оболочка погружается в грунт.

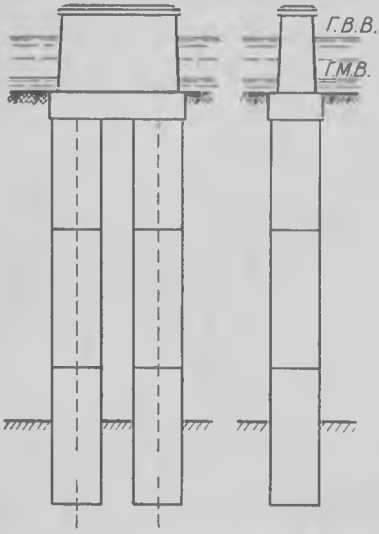

Рис. 146. Мостовая опора на колодцах-оболочках

При глубоком опускании оболочек предусматривают возможность наращивания их отдельными звеньями. Этот способ работ был применен в Японии на строительстве волнолома в порту Кобе в 1961—1966 гг. Оболочки диаметром 15,8 *м* при толщине стенок 15 *см*, изготовленные из предварительно напряженного железобетона, погружались в слабые глины на глубину 8—10 *м* до подстилающего слоя гравия. Погружение велось со скоростью до 6 *м/час*. Затем крышку снимали и опущенное звено оболочки наращивали новым, верх которого возвышался над уровнем моря на 2,5 *м*. По линии строившегося волнолома такие оболочки опускали сначала через одну, а затем оболочки были опущены также и в оставленных промежутках.

Смежные оболочки соединялись между собой замком из металлических трубчатых вставок, которые забивались в грунт молотом. Оболочки и полости трубчатых вставок заполнялись после погружения песком, а сверху было затем сооружено верхнее строение волнолома из монолитного бетона. Описанный способ работ пока единственный и в других грунтовых условиях еще не проверен.

§ 89. Понтоны, бездонные ящики и ряжи

При возведении опор мостов и некоторых видов морских и речных портовых сооружений применяют понтоны, бездонные ящики и ряжи. Они применимы в условиях, когда грунт, пригодный для использования в качестве естественного основания, неразмываем и залегает лишь немного ниже поверхности дна водоема, а покры-

вающие его наносы легко могут быть удалены средствами производства подводных землечерпательных работ.

Понтоны и бездонные ящики применимы также для строительства опор в сочетании со свайными фундаментами.

Понтоном называют плавающий плоскодонный ящик, устроенный из дерева или железобетона. Деревянные понтоны обычно делают сборно-разборной конструкции. Его стенки легко могут быть отсоединены от днища, когда опора уже возведена. В железобетонных понтонах стенки и днище составляют одно целое. Бывают понтоны также металлические, которые используют в качестве инвентарных плавучих средств при строительстве сооружений на местности, покрытой водой.

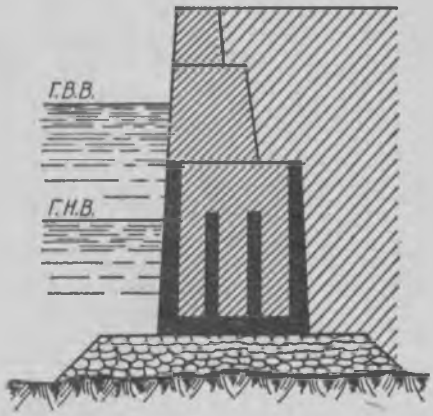

Рис. 147. Применение понтонов в строительстве подпорной стенки

Понтоны строят на берегу или в доках и буксируют к месту заложения опоры. Поверхность основания предварительно расчищают от наносов и выравнивают, срезая бугры, а при скальных грунтах,— заполняя углубления бетоном или щебнем. На месте строительства понтон закрепляют якорями и приступают к возведению в нем кладки, под влиянием веса которой он постепенно погружается. Когда между поверхностью основания и днищем понтона останется небольшое расстояние, его для посадки на грунт заливают водой. Если понтон сел неправильно, из него откачивают воду и он вновь сплывает, что дает возможность повторить его посадку описанным способом.

Когда будет достигнуто правильное положение понтона, его пригружают каменным материалом, предназначенным для дальнейшего возведения в нем кладки. Затем воду откачивают и приступают к завершению работ по строительству опоры. Вид железобетонного понтона, примененного в строительстве подпорной стенки набережной, показан на рис. 147. Такие понтоны опускались один за другим по фронту строительства набережной на заранее подготовленную и выровненную наброску из камня. После заполнения понтонов кладкой велось дальнейшее строительство стенки из каменных массивов. Работы по погружению понтонов, чтобы не происходило их затопления водой, производились при низком ее горизонте.

Описанным способом производится посадка понтона также и на заранее устроенный свайный фундамент. Наиболее удобны в этих целях деревянные сваи, верхушки которых путем спиливания могут быть тщательно выровнены под одну плоскость.

Иногда при строительстве на местности, покрытой водой, применяется понтон в сочетании с кессоном, рабочая камера которого является днищем понтона. Опускание такого понтона на дно производится обычным способом, но дальнейшее заглубление опоры, связанное с разработкой грунта, ведут уже кессонным способом с применением давления сжатого воздуха.

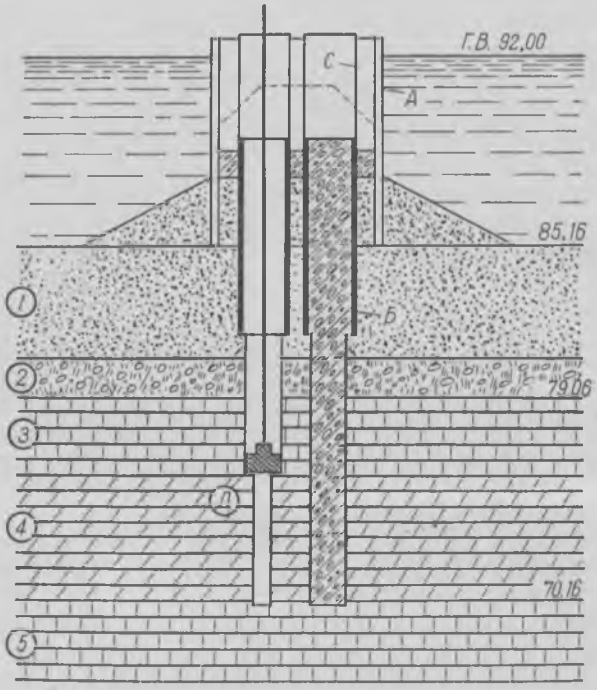

Рис. 148. Применение бездонных ящиков в строительстве буровых опор моста через р. Цну:

А — бездонный ящик; *Б* — тонкостенная оболочка (форшахта); *С* — оболочка, удаляемая при бетонировании ростверка; *Д* — шарошечное долото; *1* — мелкий песок заиленный; *2* — песок среднезернистый; *3* — известняк сильно трещиноватый с прослойками мергеля; *4* — мергель и мергелистые глины; *5* — известняк

При сочетании кессона с понтоном используется плавучесть последнего, и необходимость в применении подмостей отпадает.

Бездонные ящики бывают деревянные и металлические. Для удобства последующей разборки их обычно делают сужающимися кверху.

В отличие от понтона, требующего тщательной планировки всей поверхности основания, при установке бездонного ящика она нужна лишь по линии опирания его стенок. В деревянном ящике

щель между стенками и неровностями дна закрывают выдвижными досками, закрепленными в нижней его раме. Применяют также заделку щели с наружной стороны ящика мешками с глиной и подводным бетоном. Внутри ящика расстилают вдоль линии его опирания на дно полосу брезента шириной 2—3 *м*, прикрепленную к нижней кромке стен. Он служит для защиты свежеуложенного бетона от размывающего действия воды.

Кладку опоры в бездонном ящике ведут способом подводного бетонирования. Подводный бетон укладывают на высоту, несколько превышающую половину глубины стояния воды в ящике. Когда бетон затвердеет, воду из ящика откачивают и далее ведут в нем кладку обычными способами. При устройстве опор на свайных фундаментах с применением бездонных ящиков выравнивание верхушек свай под одну плоскость не требуется.

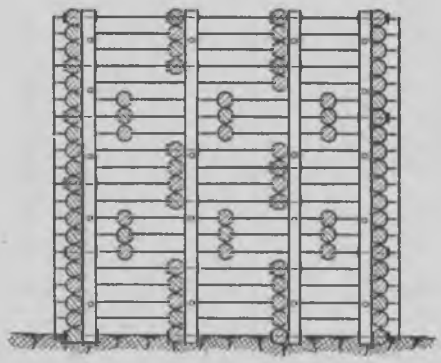

Рис. 149. Ряж, сооруженный из круглого леса

Бездонные ящики могут применяться также и в сочетании с другими способами строительства подводных опор. На рис. 148 схематически показано их использование при устройстве буровых опор моста через р. Цну, где проходка скважин и их бетонирование осуществлялось под глинистым раствором (см. § 63).

Ряжи, используемые иногда в строительстве некоторых видов морских и речных сооружений, представляют деревянные срубы, подобные применяемым в перемычках (рис. 149). Их надежно скрепляют в углах, а на высоте двух-трех венцов от низа устраивают бревенчатый пол. Для посадки на дно ряж загружают камнем.

Различают летнюю и зимнюю рубку ряжей. Летом их рубят на берегу, а затем спускают на воду и буксируют к месту посадки на дно. Необходимый для загрузки камень подвозят на баржах или шаландах. Зимой рубку ряжей ведут на льду непосредственно на месте предстоящей их посадки. Когда ряж готов, по его контуру прорубают майну. Ряж остается плавающим вместе с находящейся под ним льдиной, которую тут же раздробляют, чтобы она не мешала работам по его погружению. Далее ряж обычным способом загружают камнем, который подвозят по льду.

Для ряжевых фундаментов необходимо предварительное выравнивание поверхности грунта основания. В мостостроении ряжи неоднократно использовались для устройства временных опор восстанавливаемых сооружений.

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

Глава XXI

ФУНДАМЕНТЫ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

§ 90. Общие сведения

Грунты называют мерзлыми, если они имеют отрицательную или нулевую температуру и содержат включения льда. Мерзлота бывает сезонной, возникающей под влиянием лишь зимних холодов, и многолетней, сохраняющейся в грунтах длительное время, исчисляемое иногда столетиями и даже тысячелетиями.

В связи с возможностью сохранения мерзлого состояния грунтов в природных условиях в течение многих веков сложилось народное понятие вековая, или вечная мерзлота, вошедшее в литературу примерно в середине прошлого столетия.

Нередко в периоды суровых зим при малом снеговом покрове происходит настолько большое охлаждение верхней толщи грунтов, что возникшая сезонная мерзлота за время короткого и прохладного лета не успевает вся растаять и какая-то ее часть остается на последующие годы. Такую мерзлоту называют перелетком. Ее нельзя смешивать с вечной мерзлотой, так как сроки ее существования малы и часто не превышают 1—2 лет.

Предполагают, что вечная мерзлота возникла в результате значительного охлаждения поверхностных толщ горных пород в периоды оледенения, когда происходило систематическое накапливание в них холода при воздействии отрицательных среднегодовых температур. Существуют и другие гипотезы ее образования.

Вечная мерзлота встречается на многих территориях земной поверхности. Она распространена в СССР, Канаде, на Аляске, в Антарктиде, на островах Северного Ледовитого океана, в горных районах с высокими снеговыми вершинами и занимает около $^1/_4$ всей суши. В СССР ее распространение, по данным проф. М. И. Сумгина, превышает 10,5 млн. $км^2$, что составляет около 47% территории страны, т. е. почти равно площади Европы.

Характер распространения вечной мерзлоты различен. На севере она залегает в виде сплошного массива значительной мощности, достигающей иногда 500 *м* и более. По мере перемещения к югу мощность слоя вечной мерзлоты снижается, а затем в ней начинают появляться окна талого грунта (талики). Далее она переходит в участки островного залегания. От общего характера распространения вечной мерзлоты имеются иногда существенные отклонения, зависящие от местных грунтовых условий, особенностей рельефа, наличия растительного покрова и других причин. Так, на северных склонах местности мерзлота сохраняется лучше, чем на южных. В долинах рек она заметно оттаивает в подрусловой их части вследствие отепляющего действия текущей воды.

Поверхностный слой грунта, замерзающий зимой и оттаивающий летом, называют *деятельным слоем*. При смерзании сезонной мерзлоты с вечной ее называют сливающейся. Если между этими видами мерзлоты остается слой талика, ее считают несливающейся. Вечную мерзлоту называют слоистой, если она содержит прослойки талых грунтов.

Мерзлые грунты практически непроницаемы для воды и являются для нее водоупором. Вода может циркулировать по поверхности вечномерзлого грунта, в его толще по таликам и жилам и в подмерзлотных отложениях. В связи с этим в вечной мерзлоте различают надмерзлотные, межмерзлотные и подмерзлотные подземные воды, последние часто обладают напором.

В толще вечной мерзлоты встречаются включения льда в виде различных линз, гнезд, прожилок и прослоек — от тончайших и до имеющих значительную мощность (до 20 *м* и более). Лед в виде крупных включений называют ископаемым. Его оттаивание ведет к возникновению провальных явлений (термокарст) и опасно для возведенных сооружений.

Среди многочисленных видов грунтов в районах вечной мерзлоты распространены различные илистые, суглинистые и пылеватые отложения. Такие грунты в мерзлом состоянии достаточно прочны и обладают сравнительно большим сопротивлением сжатию и сдвигу. Однако при оттаивании они резко снижают прочность и могут выдавливаться из-под фундамента.

На склонах местности эти грунты, будучи переувлажнены дождевыми и талыми водами, легко могут течь даже при небольших уклонах (3—5°). Такое движение грунтов называют с о л и ф л ю к ц и е й. Для борьбы с ней необходимы мероприятия по осушению склонов.

При зимнем промерзании грунтов надмерзлотные воды подвергаются как бы сжатию надвигающейся сверху сезонной мерзлоты и, стремясь выйти на поверхность, прорывают ее слой в наиболее слабом месте. Изливающаяся наружу вода замерзает, образуя ледяной бугор — наледь. Наледи часто образуются на дорогах и у сооружений, где вследствие изменений термического режима в грунте,

вызванного строительством, к их возникновению часто складываются благоприятные условия. Нередко наледные явления сопровождаются резким разломом коры замерзшего грунта и разбрасыванием крупных его глыб в стороны на большие расстояния. Это происходит вследствие обращения в лед воды, которая, будучи сжата некоторым давлением, может остаться в какой-то области в переохлажденном состоянии.

Первоначальные сведения о наличии вечной мерзлоты в грунтах встречались в донесениях якутских воевод еще в конце XVI и начале XVII вв. О вечномерзлых грунтах содержатся указания в трудах М. В. Ломоносова. Наблюдения за температурой этих грунтов впервые были произведены академиком А. Ф. Миддендорфом в Якутске в 1844—1846 гг.

Большое значение имело изучение вечномерзлых грунтов, предпринятое в связи со строительством в 1895—1900 гг. Забайкальской и в 1911—1914 гг. Амурской железных дорог. Из появившихся тогда многих печатных работ особо следует отметить труд Н. С. Богданова «Вечная мерзлота и сооружения на ней», изданный в 1912 г. Большой интерес представляет построенное А. И. Неждановым в 1907 г. здание станции Могзон Забайкальской железной дороги, где для сохранения мерзлотного состояния грунтов основания впервые было применено проветриваемое подполье.

Наиболее глубокое изучение свойств вечной мерзлоты и строительство на ней развернулись в нашей стране за годы Советской власти. В 1936 г. при Академии наук СССР была организована Комиссия по изучению вечной мерзлоты, а в 1939 г. на базе этой комиссии был образован Институт мерзлотоведения имени В. А. Обручева. Кроме того, были созданы многие научные станции для проведения исследований на местах. Ныне эту работу продолжает вести НИИ оснований Госстроя СССР и другие научные организации.

§ 91. Строительные свойства вечномерзлых грунтов

Для мерзлых грунтов различают твердое, пластичное и сыпучее состояния. При твердом состоянии частицы хорошо сцементированы и разработка такого грунта протекает с большими трудностями. Пластичное состояние наблюдается в грунтах, где в тонких капиллярах пор остается некоторое количество воды в незамерзшем состоянии. Сыпучая мерзлота возможна в песчаных и гравелистых грунтах при малой их влажности. В них будут сцементированы лишь отдельные агрегаты, а вся масса грунта остается практически сыпучей.

Твердомерзлыми считают грунты, когда их температура ниже:

для песков пылеватых	—0,3°
» супесей	—0,6°
» суглинков	—1,0°
» глин	—1,5°

Пластичномерзлыми считают грунты, если их температура находится в пределах от 0° до значений, приведенных здесь для твердомерзлого состояния, а степень заполнения пор водой и льдом $G \leqslant 0{,}8$. Когда $G > 0{,}8$ или грунты засолены, их состояние определяют на основе специальных исследований. При этом засоленными считают грунты, когда отношение веса содержащихся в них солей к весу грунтовых частиц, выраженное в процентах, оказывается более 0,25%.

Под влиянием цементации частиц льдом мерзлые грунты приобретают большую прочность. Она будет тем выше, чем ниже температура грунта. Исключение составляют *сыпучемерзлые грунты*, где количество цементационных связей очень мало. Вследствие значительной роли сил сцепления в сопротивлении мерзлых грунтов их относят к телам идеально-связным.

Сопротивление мерзлых грунтов оказывается также различным в зависимости от длительности действия приложенной нагрузки. Оно велико при кратковременном нагружении и заметно уменьшается при продолжительном действии приложенных сил, так как цементирующий частицы лед, как известно, может течь под давлением. Поэтому для оценки прочности мерзлых грунтов, находящихся под постоянной нагрузкой от сооружения, учитывают лишь меньшее значение сил сцепления, соответствующее длительному воздействию нагрузки.

Величину этого сцепления называют нормативным $c^н$. Его используют в расчете устойчивости основания из пластичномерзлых грунтов, которое ведут по ранее приведенной формуле (75).

Твердомерзлые грунты, подобно скале, практически несжимаемы. Поэтому их расчет по деформациям вести не требуется, если мерзлотное состояние грунтов в процессе эксплуатации возведенных зданий и сооружений сохраняется. В данном случае достаточно, чтобы нагрузка от фундамента не превосходила величины, допустимой по условиям прочности грунта основания. Для *пластичномерзлых грунтов* необходимо еще найти осадку возводимых фундаментов.

В расчете по прочности нормативные сопротивления для вечномерзлых грунтов принимают в соответствии с их температурой. При этом учитывают лишь наиболее высокое ее значение, руководствуясь данными инженерно-геологических и мерзлотно-грунтовых исследований, а также указаниями СНиП II-Б. 6-66 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах (нормы проектирования)».

Для нормального давления на основание нормативные сопротивления $R^н$ принимают по табл. 27, в зависимости от льдистости грунта $Л_в$. При $Л_п > 0{,}4$ и для засоленных грунтов $R^н$ устанавливают на основе специальных исследований. Для касательных сил, возникающих на боковой поверхности нагруженного фундамента вследствие его смерзания с грунтом, нормативные сопротивления сдвигу $\tau^н$ берут по табл. 28. Эти данные также неприменимы для засоленных грунтов.

Таблица 27

Нормативные сопротивления мерзлых грунтов $R^н$ нормальному давлению на основание, $кГ/см^2$

Грунты	Температура грунтов t, °С							
	−0,5	−1,0	−1,5	−2,0	−2,5	−3,0	−3,5	−4,0 и ниже
Крупнообломочные и песчаные крупные и средней крупности	9	12	14	16	18	19	21	23
Песчаные мелкие и пылеватые	7	9	11	13	14	16	17	18
Супеси	5	7	9	10	11	13	14	15
Суглинки и глины	4	6	7	8	9	10	11	12
Все перечисленные грунты при льдистости $0{,}2 \leqslant Л_в \leqslant 0{,}4$	3	4	5	6	7	8	8	9

Таблица 28

Нормативные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу $\tau^н$ по бетонным поверхностям и дереву, $кГ/см^2$

Грунты	Температура грунтов t, °С							
	−0,5	−1,0	−1,5	−2,0	−2,5	−3,0	−3,5	−4,0 и ниже
Песчаные	0,8	1,3	1,6	2,0	2,3	2,6	2,9	3,3
Глинистые	0,5	1,0	1,3	1,5	1,8	2,0	2,3	2,5

При оттаивании прочность мерзлых грунтов резко уменьшается. Грунт получает возможность уплотняться, и возникают осадки фундаментов. Осадки определяют способами, изложенными ранее для талых грунтов (см. гл. VIII). При этом учитывают, что деформации могут развиваться лишь в оттаявшем грунте. Если грунты в природных условиях были хорошо уплотнены, то указанные деформации, как правило, невелики и обычно опасности не представляют. Однако когда оттаивают слабые грунты, содержащие нередко много ледяных прослойков, их деформации могут быть значительными.

Чтобы найти осадку грунта, которая может возникнуть при его оттаивании, определяют для каждого его слоя величину относительного уплотнения. Ее находят из опыта на сжатие образца в условиях невозможности бокового расширения по формуле

$$\delta_i = \frac{h_м - h_т}{h_м}, \qquad (239)$$

где $h_м$ и $h_т$ — высота образца в природном мерзлом состоянии и после оттаивания, полученная при нагрузке p_i, равной сумме давлений природного от веса вышележащего грунта и дополнительного от фундамента.

Суммирование этих данных для всей сжимаемой толщи, произведенное с учетом мощности входящих в ее состав слоев, позволит получить осадку фундамента, которую можно ожидать в результате оттаивания грунтов основания. Более подробные указания к выполнению этого расчета содержатся в СНиП II-Б. 6-66.

Оттаивание слабых и льдонасыщенных грунтов может вызвать большие затруднения при проектировании и строительстве вследствие появления больших и неравномерных осадок, носящих нередко просадочный характер. Приходится предусматривать меры по улучшению качества грунтов основания и выбирать для возводимых зданий и сооружений конструкции, менее чувствительные к указанным неравномерным осадкам. Избежать эти затруднения в значительной мере удается, если будет уделено должное внимание правильному выбору площадки под строительство, сложенной наиболее устойчивыми непросадочными грунтами.

Другой причиной появления больших деформаций зданий и сооружений, возводимых в районах распространения вечной мерзлоты, является пучение грунтов деятельного слоя и образование наледей. Изучение распространения пучинистых грунтов и сбор необходимых сведений о наличии наледных явлений в районе строительства также должны входить в состав задач, разрешаемых при инженерно-геологических и мерзлотно-грунтовых изысканиях.

При строительстве на вечной мерзлоте ведут систематические наблюдения за состоянием возводимых зданий и сооружений, изучают изменения температурного режима грунтов основания и их мерзлотных условий, изменения режима грунтовых вод и т. д. Все эти работы выполняются по определенной программе, для производства которых на крупных строительствах организуют, начиная с периода изысканий, мерзлотные станции.

§ 92. Методы строительства на вечной мерзлоте

В зависимости от местных мерзлотно-грунтовых условий, а также конструктивных и технологических особенностей возводимых зданий и сооружений их строительство ведут либо с сохранением природного мерзлого состояния грунтов (I метод), либо допускают их оттаивание (II метод). При этом указанное оттаивание может происходить в одном случае постепенно, в процессе эксплуатации возведенных зданий и сооружений, если по качеству грунтов основания оно допустимо и не может вызвать появления больших и неравномерных осадок. В другом случае оттаивание производят до начала строительства, когда грунты сильно сжимаемы и после оттаи-

вания требуется выполнять соответствующие работы по улучшению их качества.

Строительство по способу сохранения мерзлоты ведут, как правило, в тех случаях, когда грунты в природных условиях находятся в твердомерзлом состоянии. Для пластичномерзлых грунтов этот метод применим при условии осуществления мероприятий по понижению их температуры в сравнении с наблюдаемой в природных условиях залегания.

Строительство на оттаивающих или оттаявших грунтах ведут обычно при несплошном залегании вечной мерзлоты, наличии пластичномерзлых грунтов, мерзлотное состояние которых сохранить трудно, и в других аналогичных случаях. На каждой площадке рекомендуется применять один из указанных двух методов или принципов строительства. Совместное их применение допускается лишь при условии, если будет исключено нарушение устойчивости возводимых и уже возведенных зданий и сооружений, вызванное взаимным тепловым их влиянием на грунты основания.

Для сохранения мерзлоты в основании зданий устраивают проветриваемое подполье высотой не менее 0,7—1,0 *м*. Поверхность грунта в подполье и у зданий планируют с уклоном во внешнюю сторону не менее 0,02 и покрывают термоизоляционным слоем из шлака. Вместо шлака в пределах подполья применяют также мох и торф, которые присыпают сверху слоем земли против возгорания. Перекрытия над подпольем должны быть непродуваемыми и обладать необходимым термическим сопротивлением.

В зимнее время тщательно следят за продухами (окнами), через которые поступает холодный воздух в подполье, и постоянно очищают их от снежных заносов. Летом рекомендуется поверхность грунта у зданий защищать от нагрева солнечными лучами укладкой, например, дощатых щитов для тротуаров.

Печи устраивают на опорах рамного типа, чтобы обеспечить свободную циркуляцию под ними холодного воздуха. При устройстве подполья больших размеров в плане применяют для охлаждения побудительную вентиляцию. Если устроить подполье по технологическим требованиям невозможно, производят искусственное охлаждение грунтов. Выбор системы охлаждения и ее проектирование ведут на основе соответствующих теплотехнических расчетов. Взамен подполья производят также устройство холодного нижнего этажа здания.

Для капитальных зданий применяют железобетонные сваи и фундаменты столбчатой конструкции (рис. 150). Сваи заглубляют в слой вечной мерзлоты не менее 2 *м*, а подушку столбчатых фундаментов — не менее 1 *м*. Подушку вмораживают в грунт посредством обсыпки из хорошо уплотненного влажного песка, а ее соединение со стойкой надежно замоноличивают. Сваи в последнее время получили широкое распространение в практике строительства на вечномерзлых грунтах. Как показал опыт норильских строителей,

сваи оказались экономичнее фундаментов столбчатой конструкции. По их данным, стоимость свайных фундаментов для зданий примерно в 2 раза меньше, чем столбчатых. При этом значительно снижается трудоемкость устройства фундаментов и существенно сокращаются сроки работ нулевого цикла.

Для погружения свай бурят в мерзлом грунте скважины, которые заполняют примерно на $^1/_3$ глубины глинистым раствором текучей консистенции. Для его приготовления используют в ряде случаев также и выбуренные породы (шлам). Этот раствор берут несколько подогретым, чтобы не происходило его преждевременное

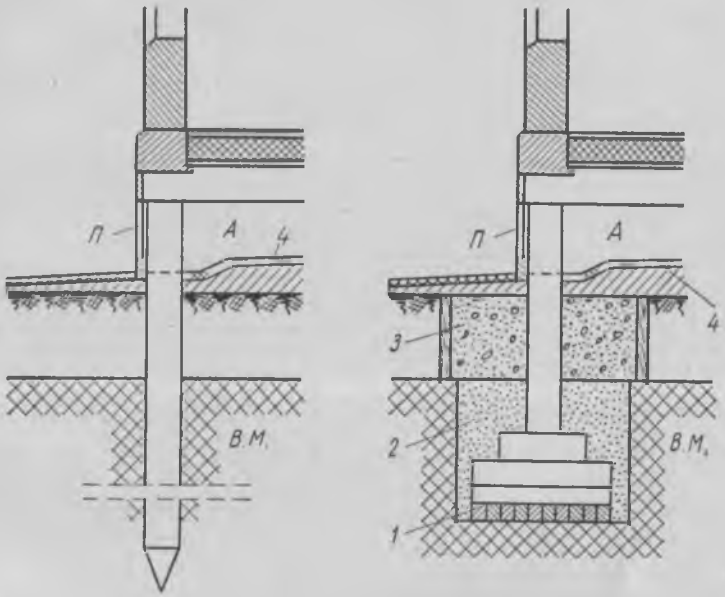

Рис. 150. Фундаменты свайной и столбчатой конструкции (справа) для зданий на вечной мерзлоте:

А — проветриваемое подполье; *П* — продухи; *В. М.* — вечная мерзлота; *1* — подушка из двух рядов деревянных брусьев; *2* — мокрый песок; *3* — галька, гравий или крупный песок; 4 — мох

замерзание. Затем в скважину забивают сваю, причем излишки раствора выдавливаются наружу. Раствор в скважине замерзает и происходит хорошее смерзание сваи с окружающим грунтом.

В пластичномерзлых грунтах возможна забивка свай в скважины несколько меньшего диаметра, чем поперечные размеры самой сваи, а иногда она осуществима даже без устройства скважин. Такие сваи называют *бурозабивными и забивными*.

В глинистых грунтах и в мелкозернистых и пылеватых песках, находящихся в твердомерзлом состоянии, погружение свай производят также и с протаиванием грунта. Этот способ применим, когда

температура грунта в зоне заделки нижнего конца сваи не выше —1,5°, а крупнообломочных включений содержится не более 10% от общего его состава.

Расчет фундаментов, проектируемых по принципу сохранения мерзлоты в их основании, ведут с учетом сил, возникающих на боковой их поверхности вследствие смерзания с грунтом вечной мерзлоты. Для свай эти силы учитывают по всей глубине заделки в вечномерзлый грунт. Для столбчатых фундаментов их в расчет принимают лишь в пределах высоты нижнего уступа подушки, если грунт будет засыпан в пазухи котлована с хорошим уплотнением.

Расчетное сопротивление грунтов для условий осевой вертикальной нагрузки от фундамента определяют по формуле

$$P = \kappa_1 m_1 u \sum_{i=0}^{n} \tau_i^{н} h_i + \kappa_2 m_2 R^{н} F, \qquad (240)$$

где $\kappa_1 m_1$ и $\kappa_2 m_2$ — произведения коэффициентов однородности и условий работы;

$\tau_i^{н}$ и h_i — нормативное сопротивление сдвигу i-го слоя, принимаемое по табл. 28, и его мощность;

u и n — периметр площади поперечного сечения фундамента и количество слоев, в пределах которых происходит смерзание с ним грунта;

$R^{н}$ и F — нормативное сопротивление грунта основания, принимаемое по табл. 27, и площадь подошвы фундамента.

Коэффициенты однородности κ_1 и κ_2 принимают равными 0,8. Для фундаментов из забивных и бурозабивных свай, если они погружены в вечномерзлые грунты сетчатой и слоистой текстуры, коэффициент κ_1 при льдистости грунта $Л_в > 0{,}1$ умножают на величину, равную $1 - Л_в$. Характер текстуры вечномерзлого грунта устанавливают по виду рисунка ледяных включений.

Коэффициент m_1 при температуре грунта $t > 2°$ для всех видов фундаментов, кроме свайных, берут равным 0,9. Для забивных и бурозабивных свой $m_1 = 1{,}1$, в остальных случаях $m_1 = 1{,}0$.

Коэффициент m_2 для свайных фундаментов, опирающихся подошвой на крупнообломочные грунты или на крупные и среднезернистые пески, принимают при льдистости грунта $Л_в \leqslant 0{,}03$, соответственно равными 2,5 и 1,5. Если для указанных грунтов льдистость будет $Л_в > 0{,}3$, а также в случае опирания нижнего конца свай на мелкие и пылеватые пески, льдистость которых $Л_в \leqslant 0{,}1$, берут $m_2 = 1{,}2$. Для свай, опираемых на лед, а также для деревянных свай, погружаемых с пропариванием грунта или в скважины, залитые раствором, полагают $m_2 = 0$. В остальных случаях считают $m_2 = 1{,}0$.

При внецентренной нагрузке на основание учитывают, что действие момента внешних сил на фундамент частично уравновеши-

вается касательными силами, возникающими на боковой его поверхности вследствие смерзания с грунтом (см. СНиП II-Б. 6-66).

При строительстве массивных опор мостов, подпорных стенок и других аналогичных сооружений, возводимых по принципу сохранения мерзлоты в их основании, фундаменты возводят на деревянном ростверке из двух сплошных рядов брусьев (рис. 151). Ростверк защищает грунт от оттаивания летом, когда опасность проникновения тепла по кладке велика. Кроме того, следят, чтобы открытые наружные поверхности кладки были защищены от нагрева солнечными лучами. По этой причине, в частности, рекомендуется устои мостов делать обсыпными.

Для некоторых видов массивных сооружений целесообразно устраивать в теле их кладки каналы и галереи, в которых циркулирует зимой холодный воздух. Такие галереи предусматривают в бетонных плотинах, возводимых на вечной мерзлоте. Их располагают в теле кладки в продольном направлении. Входные отверстия каналов и галерей нужно систематически очищать от снежных заносов.

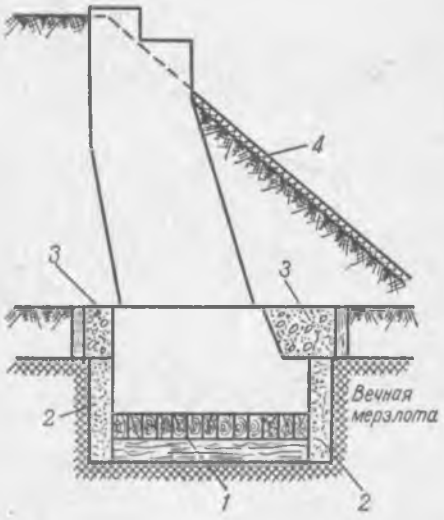

Рис. 151. Пример устройства мостового устоя на вечной мерзлоте:

1 — подушка из двух рядов деревянных брусьев; *2* — мокрый песок; *3* — галька, гравий или крупный песок; *4* — покрытие откоса дерном

Водопроводные, теплофикационные и канализационные трубы при строительстве по методу сохранения мерзлоты защищают термоизоляцией и укладывают в галереях, которые выводят за пределы зданий на безопасное для оттаивания грунтов расстояние.

При застройке городских территорий тепловые коммуникации целесообразно устраивать в подземных вентилируемых железобетонных галереях, проложенных по середине улиц под «зеленой полосой». Теплопроводные сети прокладывают также над поверхностью земли, на специально устроенных опорах, подкладках или эстакадах.

Работы по отрывке котлованов и устройству фундаментов при строительстве по принципу сохранения мерзлоты рекомендуется вести при отрицательных температурах воздуха. Если они выполняются летом, то их следует организовать так, чтобы вскрытые слои мерзлого грунта возможно меньшее время подвергались воздействию теплого воздуха.

При строительстве по методу оттаивания грунтов основания учитывают, что оно происходит в пределах некоторой области, называемой чашей оттаивания (рис. 152). Размеры чаши устанавливают приближенно по опытным данным или на основе теплотехнических расчетов.

Если оттаивание грунта происходит в процессе эксплуатации зданий после их возведения, необходимо, чтобы оно протекало медленно и равномерно. Это достигается правильным распределением тепловых агрегатов в помещениях и принятием ряда мер, затрудняющих быстрое проникание тепла в грунт (проветривание подполья, термоизоляционная защита грунта и т. п.). При проектировании зданий стремятся применять конструкции, менее чувствительные к неравномерным осадкам. Зданиям придают простое очертание в плане, избегая устройства входящих углов. Нагрузку на фундаменты распределяют возможно равномернее и избегают близкого расположения помещений с различным тепловым режимом. В необходимых случаях устраивают осадочные швы для разделения здания на отдельные отсеки, а стены усиливают применением железобетонных или железокирпичных поясов.

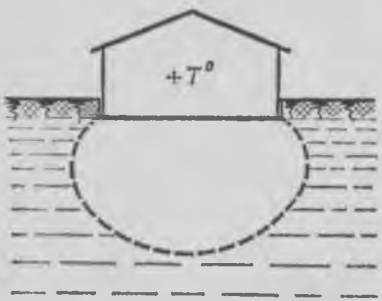

Рис. 152. Схема образования чаши оттаивания в вечномерзлом грунте

В том случае, когда последующее оттаивание недопустимо вследствие неблагоприятного качества грунтов, а сохранение мерзлого их состояния крайне затруднительно или дорого, применяют предпостроечное оттаивание, производимое до начала строительства. Его ведут на глубину не менее 60% от расчетной глубины оттаивания, определяемой на период первых 10 лет эксплуатации возводимых зданий и сооружений.

Необходимое оттаивание иногда происходит в результате очистки поверхности строительной площадки от кустарника и растительного покрова, препятствующих проникании летом тепла в грунт, а также удаления затеняющих площадку предметов. Для ускорения оттаивания применяют паровые и циркуляционные иглы. Паровая игла представляет собой трубу диаметром 20÷30 *мм* с заостренным наконечником, в котором имеются отверстия для выхода пара. Циркуляционная игла также представляет собой трубу, но без отверстий. В нее введена вторая труба для подачи в нижнюю часть иглы горячей воды, которая, поднимаясь вверх под напором, обогревает стенки наружной трубы. Затем вода отводится к источнику подогрева, и цикл ее движения повторяется. Применяют также иглы с электрическим подогревом.

Большой интерес представляет сочетание электрооттаивания грунтов с их электроосушением. Здесь происходит не только обезвоживание оттаивающей толщи, но и одновременное уплотнение грунтов, что улучшает их строительные свойства. Метод предпостроечного электрооттаивания и уплотнения грунтов нашел применение на строительстве ряда объектов в Воркуте.

Глубину заложения фундаментов на грунтах, подвергнутых оттаиванию или находящихся в стадии оттаивания, устанавливают, как и при строительстве на талых грунтах (см. § 42). Коэффициент теплового влияния зданий принимают $m_t=1{,}2$ у наружных стен, если вдоль этих стен устроены отмостки или асфальтовое покрытие. Когда таких отмосток и покрытий нет, берут $m_t=1{,}0$. Для внутренних стен значение $m_t=0{,}8$.

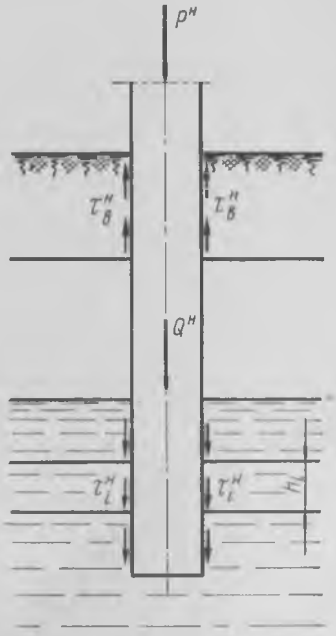

Рис. 153. Схема к расчету фундамента на выпучивание

§ 93. Мероприятия против пучения грунтов и борьба с наледями

При строительстве в районах вечной мерзлоты особое внимание обращают на опасность пучения грунтов, так как в суровых климатических условиях оно проявляется значительно сильнее. Наибольшую опасность представляют различные пылеватые грунты, песчаные и глинистые, залегающие в пределах деятельного слоя и находящиеся в увлажненном состоянии. К ним относятся также и крупнообломочные грунты, если содержание в них частиц размером $< 0{,}1$ *мм* превышает 30% по весу. Большое значение для нормальных условий работы фундаментов имеет, как уже указывалось, правильный выбор площадки, сложенной наиболее сухими непучинистыми грунтами, их осушение и защита от проникания атмосферных осадков.

Силами, противодействующими пучению, являются нагрузка от сооружения $P^н$ и вес фундамента $Q^н$, а также силы смерзания с боковой поверхностью фундамента, если он заглублен в вечную мерзлоту. Считают, что выпучивание фундамента не произойдет, если соблюдено условие (рис. 153):

$$кти\sum_{i=1}^{n}\tau_i^н h_i + n_1(P^н + Q^н) \geqslant n_2\tau_в^н F_a, \qquad (241)$$

где $кт$ — произведение коэффициентов однородности и условий работы, принимаемое равным 0,9;

n_1 — коэффициент перегрузки для постоянных сил $P^н$ и $Q^н$, который берут равным также 0,9;

n_2 — коэффициент перегрузки для сил пучения, принимаемый при сливающейся и несливающейся мерзлоте соответственно равным 1, 2 и 1,4;

$\tau_п^н$ — удельная нормативная сила пучения, которую считают по опытным данным для районов с температурой на глубине 10 *м* выше —3° и ниже —3° С соответственно равной 0,8 и 0,6 *кГ/см²*;

F_a — площадь боковой поверхности фундамента, по которой происходит смерзание с грунтом деятельного слоя;

n, u, $\tau_i^н$ и h_i — имеют те же значения, что и в формуле 240.

В изложенном расчете предполагается симметричное промерзание грунта у фундамента, что фактически и имеет место в практике возведения сооружений с сохранением мерзлоты в их основании. Из расчета видно также, что фундамент, заанкеренный в слое вечной мерзлоты, работает под влиянием сил пучения на растяжение. Поэтому такие фундаменты делают из железобетона, а для неответственных и временных сооружений применяют и дерево.

Для уменьшения сил смерзания с грунтом фундаменты в пределах деятельного слоя рекомендуют применять с гладкой боковой поверхностью и обсыпать их гравием, щебнем, пропитанным нефтью, крупным песком и другими непучинистыми материалами. Однако такие обсыпки полезны лишь тогда, если в них не будет накапливаться вода.

Если подошва фундамента не достигает слоя вечной мерзлоты, то в расчете на выпучивание взамен сил смерзания с ней учитывают сопротивление сил трения. Ориентировочно считают, что это сопротивление равно 2 *Т/м²* для глинистых и 3 *Т/м²* для песчаных грунтов.

Серьезные трудности при строительстве на вечной мерзлоте возникают в связи с наледными явлениями. Их часто удается избежать правильным выбором площадки, где образование наледей не наблюдалось. Однако полной гарантии это все же не дает, так как вследствие изменений в естественном режиме местности, вызванном строительством, наблюдались случаи появления наледей в тех местах, где их раньше не было.

Активными средствами борьбы с наледями являются осушение площадки строительства и устройство постоянных и сезонных мерзлотных поясов, размещаемых на пути притока грунтовых вод к сооружению (рис. 154).

Для устройства постоянного пояса заранее, еще летом, отрывают широкую канаву или траншею, располагая ее примерно перпендикулярно направлению потока грунтовых вод. По линии этой выработки зимой происходит более глубокое промерзание грунта и в нем создается перемычка, преграждающая путь грунтовой воде. Наледь образуется уже за линией устроенного пояса. Для сезонного мерзлотного пояса канаву не отрывают, а расчищают на местности

от снега и растительного покрова широкую полосу. Противоналедные мерзлотные пояса требуют систематической расчистки от снежных заносов.

Пассивными средствами борьбы с наледями являются околка льда, устройство бревенчатых заборов, валов из снега и других

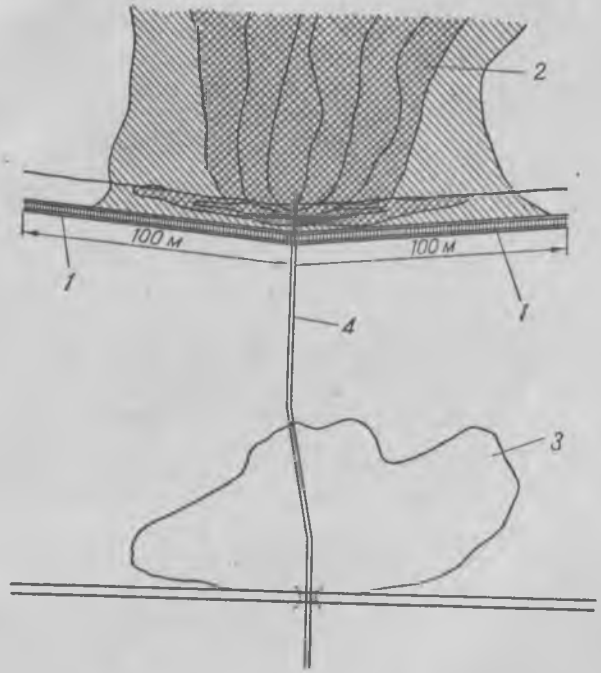

Рис. 154. Противоналедный мерзлотный пояс:
1 — траншея с расчищенной бермой; *2* — наледь; *3* — прежнее место ее появления; *4* — утепленная водосточная канава

ограждений. В качестве пассивных мер борьбы американцы на строительстве Аляско-Канадской автомобильной дороги применяли, например, прожигание наледей огнеметами и растапливание льда горячей водой.

Глава XXII

ФУНДАМЕНТЫ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

§ 94. Общие сведения

К просадочным, как уже указывалось, относят грунты, которые, находясь под воздействием нагрузки от собственного веса и внешнего давления, дают при замачивании дополнительные большие

осадки, вызванные нарушениями их структурных связей. Наличие просадочных грунтов на площадке устанавливают по данным инженерно-геологических изысканий и изучения опыта местного строительства, а также на основе проведения необходимых лабораторных исследований.

О просадочных свойствах грунтовой толщи судят по величине осадки ее поверхности, которая происходит под влиянием нагрузки от собственного веса при замачивании. Эту осадку измеряют от природного уровня грунта, а при планировке срезкой — от планировочной отметки. В зависимости от того, будет ли эта осадка менее или более 5 *см*, грунтовую толщу по ее просадочным свойствам относят к I или II типу.

Величину просадки грунтов для новых районов массовой застройки определяют в процессе изысканий путем опытного замачивания грунтов на участках, размеры сторон которых в плане назначают не менее глубины просадочной толщи. На стадии проектного задания, а также на стадии рабочих чертежей при строительстве отдельных зданий и сооружений допускается без опытного замачивания принимать, что просадка от собственного веса практически отсутствует, если толща просадочных грунтов имеет мощность не более 5 *м*.

В типовых проектах зданий и сооружений, предназначенных для строительства на просадочных грунтах, должны содержаться основные указания по их привязке к местным грунтовым условиям и по производству работ. Для наиболее ответственных сооружений, особенно если они чувствительны к неравномерным осадкам, организуют наблюдения, начиная с момента возведения их фундаментов.

Здания и сооружения, замачивание грунтов в основании которых не может произойти (отсутствие водопровода, канализации и т. п.), возводятся, как на обычных непросадочных грунтах. В этом случае предусматривается лишь организованный сток атмосферных вод.

§ 95. Особенности проектирования фундаментов

Проектирование фундаментов начинают с определения предварительных их размеров. Затем в целях уточнения полученных данных и выработки рекомендаций по водозащитным и конструктивным мероприятиям вычисляют величину возможной просадки толщи грунтов основания при замачивании по формуле

$$S_{\text{пр}} = \sum_{1}^{n} \delta_i H_i m, \qquad (242)$$

где δ_i — относительная просадочность каждого отдельного слоя при вертикальном давлении p_i, равном сумме природного и дополнительного от фундамента давлений в середине слоя;

H_i — мощность рассматриваемого слоя;

n — число обжимаемых слоев, слагающих просадочную толщу;

m — коэффициент условий работы, который в зависимости от ширины подошвы фундамента b принимают для глубины 1,5 b равным 2, а для остальной просадочной толщи — равным 1,5.

Суммирование здесь производят для всей просадочной толщи, которую считают от подошвы фундамента до среднегодового уровня грунтовых вод или до кровли слоя грунта с относительной просадочностью $\delta_i < 0{,}01$ при давлении на его поверхности p_i. При суммировании просадочную толщу разбивают на слои мощностью H_i в соответствии с литологическим разрезом, соблюдая также условие, чтобы изменение суммарного давления p_i в каждом последующем слое по сравнению с предыдущим не превышало 1 *кГ/см*².

Относительную просадочность для отдельных слоев грунта находят по формуле

$$\delta_i = \frac{h - h_i}{h_0}, \qquad (243)$$

где h_0 и h — высота образца при естественной влажности, обжатого без возможности бокового расширения природным давлением от веса вышележащего грунта, взятого как без учета, так и с учетом дополнительного давления от фундамента;

h_i — высота того же образца после пропуска через него воды при сохранении приложенных к нему природного и дополнительного давления p_i.

Если в результате выполнения указанных расчетов окажется, что возможные просадки будут больше допустимых для возводимых зданий и сооружений (см. § 18), при их строительстве должны применяться специальные водозащитные и конструктивные мероприятия. Применяют также полную или частичную прорезку толщи просадочных грунтов заглубленными фундаментами, сооружают свайные фундаменты, производят искусственное закрепление силикатизацией или термическим способом. При этом глубину частичной прорезки просадочных грунтов назначают с таким расчетом, чтобы замачивание нижележащей толщи не могло вызвать осадок, опасных для возводимых зданий и сооружений.

Для уменьшения просадочных свойств грунтов их уплотняют тяжелыми трамбовками и грунтовыми сваями. При этом считают, что средняя пористость уплотненного грунта не должна превышать 37—38%, а коэффициент пористости, соответственно,— величины 0,6. В некоторых случаях используют также предварительное замачивание просадочных грунтов, однако лишь в пределах нижних слоев их толщи, начиная с глубины 5—9 *м*. Просадочность грунтов в верхних его слоях устраняют уплотнением.

Для наиболее рационального решения вопросов строительства на просадочных грунтах мероприятия по уплотнению и закрепле-

нию грунтов рассматривают также в различных сочетаниях между собой и в комбинации с частичной прорезкой их толщи фундаментами на ту или иную глубину. Для обоснования выбранного варианта производят технико-экономическое их сравнение.

§ 96. Водозащитные и конструктивные мероприятия

Для защиты просадочных грунтов от замачивания в первую очередь обращают особое внимание на правильную компоновку генеральных планов и планировку территории с целью обеспечения полного и беспрепятственного стока поверхностных вод. Большое значение также имеет устройство водонепроницаемых подготовок под полы нижних и подвальных этажей и правильное расположение трубопроводов, чтобы обеспечить возможность систематического контроля за ними для предупреждения всяких утечек воды в грунт во время эксплуатации.

Компоновка генерального плана промышленных предприятий и населенных пунктов должна исключать замачивание грунтов водами из различных бассейнов, градирен, цехов с мокрым технологическим процессом, которые рекомендуется размещать в пониженных местах рельефа. Планировка должна обеспечивать быстрый сток воды с застраиваемой площади как в период строительства, так и в процессе последующей эксплуатации возводимых зданий и сооружений. При производстве планировочных работ стремятся максимально использовать естественные склоны местности и существующие пути стока воды. Применение песчаных и других дренирующих грунтов для планировочных насыпей, включая устройство подготовок под полы и засыпку пазух котлованов и траншей, не допускается.

Вокруг каждого здания или сооружения должны быть устроены водонепроницаемые отмостки или тротуары с уклоном 0,03. Они должны устраиваться на 0,3 *м* шире засыпаемых пазух котлованов, но не менее 1 *м*.

Для крупнопанельных зданий на отметке заложения подошвы фундаментов устраивают водонепроницаемый экран из хорошо уплотненного глинистого грунта. Экран должен выступать за наружную грань фундаментов не менее чем на 0,8 *м*. Аналогичным образом устраивают водонепроницаемую подготовку из глинистых грунтов толщиной не менее 1 *м* под полы промышленных зданий с мокрым технологическим процессом. Для этих работ применяют в основном тяжелые суглинки и глины, не набухающие при увлажнении.

Конструктивные мероприятия повышают сохранность и общую устойчивость зданий и сооружений при возможных просадках от случайного замачивания грунтов их оснований. К ним относятся: разрезка зданий осадочными швами на более или менее правильные и достаточно жесткие блоки; увеличение прочности отдельных элементов конструкций введением дополнительного армирования

и устройство в стенах зданий армированных поясов; развитие опорной площади фундаментов и приспособление конструкций к проведению работ по быстрому их восстановлению после просадочных деформаций. В основном эти мероприятия имеют характер, аналогичный применяемым при строительстве на неоднородных и неравномерно сжимаемых грунтах.

В сооружениях, малочувствительных к неравномерным осадкам и обладающих большой жесткостью и прочностью (доменные печи, водонапорные башни, железобетонные силосы и т. д.), следует возможные просадки и крен фундаментов ограничивать величинами, не отражающимися на нормальной их эксплуатации. Для зданий нежесткой конструкции необходимо предусматривать шарнирную связь ферм, балок и других элементов с колоннами и несущими стенами, а также учитывать возможные их отклонения от вертикали, которые не должны выходить за пределы допустимых для нормальной эксплуатации величин.

Здания и сооружения, чувствительные к неравномерным осадкам (бесшарнирные и двухшарнирные арки и своды, неразрезные балки, рамы с жесткими узлами, жилые здания с жестким каркасом, крупнопанельные здания и т. п.), должны проверяться на статическую устойчивость и прочность их элементов при различных комбинациях неравномерных просадок основания. Если будет выяснено, что указанная устойчивость недостаточна и возможно появление больших деформаций и даже разрушений, предусматривают соответствующие конструктивные мероприятия или переходят к типам сооружений, менее чувствительным к неравномерным осадкам. Многоэтажные крупнопанельные жилые и общественные здания рекомендуется разрезать осадочными швами, устраиваемыми при грунтах I и II типов соответственно на расстояниях между ними не более 42 и 30 *м*.

У осадочных швов отдельные блоки зданий должны замыкаться поперечными стенами. Для прочих многоэтажных зданий расстояние между осадочными швами принимают не более 72 *м* при любых грунтовых условиях. Осадочные швы следует совмещать с температурными швами.

При строительстве промышленных цехов с мостовыми кранами зданию по высоте назначают запас не менее 0,3 от величины возможной просадки. Подкрановые балки устраивают разрезными, приварка рельсов к ним не допускается. Предусматривают возможность регулировать по мере надобности положение подкрановых путей по высоте на 10 *см*, а в поперечном направлении не менее 5 *см*.

Глава XXIII

ФУНДАМЕНТЫ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

§ 97. Общие сведения

Под влиянием резких смещений пластов горных пород, происходящих в результате нарушения равновесия, в плоскостях тектонических разломов или крупных обвалов и провальных явлений, а также вследствие взрывов газов во время вулканических извержений в земной коре возникают сотрясения (сейсмы), получившие название землетрясений.

Наибольшее распространение имеют тектонические землетрясения, которые могут достигать огромной силы, вызывать разрушения зданий и сооружений, а в горных районах сопровождаться обвалами и оползнями. Так, по подсчетам проф. П. М. Никифорова оказалось, что при весьма сильном землетрясении, происшедшем в 1911 г. в районе Алма-Аты, освободилось такое количество энергии, какое мог бы дать Днепрогэс при непрерывной работе на полную мощность в течение 325 лет. Многие землетрясения явились катастрофическим бедствием не только для отдельных городов, но и целых районов. Например, при землетрясении 1 сентября 1923 г. были разрушены города и поселки в юго-восточной части Японии, где под грудами обвалившихся более 0,5 млн. зданий погибло 175 000 и было ранено свыше 100 000 человек. Множество человеческих жертв и большой материальный ущерб принесли землетрясения, обрушившиеся на Чили в июне 1960 г. По далеко не полным данным за первую половину текущего столетия погибло при землетрясениях свыше 1 млн. человек и были уничтожены огромные материальные ценности.

Природа землетрясений и причины их возникновения долгое время оставались неизвестными, что широко использовала в своих целях религия. Первое правильное и подлинно научное объяснение причин землетрясений как явления, в основе которого лежат постоянные геологические процессы, протекающие в земной коре, дал великий русский ученый М. В. Ломоносов. Первая классификация землетрясений с подразделением их на три главнейших типа: нептунические (обвальные), вулканические и тектонические — была дана русским сейсмологом А. П. Орловым в 1888 г. В настоящее время значительные исследования в этой области ведутся в Институте физики Земли АН СССР и других научных организациях. Много внимания уделяется этому вопросу и в исследованиях ряда зарубежных ученых.

Общее количество землетрясений может достигать 100 000 в год, но в большинстве они протекают незаметно и регистрируются лишь точными приборами — сейсмографами. Землетрясения, вызывающие значительные колебания в земной коре и являющиеся разру-

шительными, едва достигают 0,1% от указанной цифры. Наблюдаются они, как правило, в горных районах и на прилегающих к ним территориях, а также на некоторых группах островов, где тектонические процессы и вулканическая деятельность продолжают свое развитие. Эти районы называют сейсмическими и их распространение обозначают на специальных картах. В СССР к сейсмическим районам относят Карпаты, Крым, Кавказ, Закавказье, горные районы Средней Азии, Прибайкалье, а также Тихоокеанскую вулканическую гряду — Камчатку, Курильские острова.

Для оценки силы землетрясений пользуются 12-балльной шкалой. Землетрясения силой 1—6 баллов считают не опасными и строительство в этих случаях ведут обычными способами. Для районов, где землетрясения могут достигать 7 баллов и выше, при проектировании и расчетах должны соблюдаться требования и правила антисейсмического строительства.

В сейсмических районах, находящихся в пределах территории СССР, землетрясения могут достигать силы 7, 8 и 9 баллов. Так, землетрясение, происшедшее в 1948 г. в Ашхабаде и вызвавшее почти полное разрушение города, характеризовалось в зависимости от местных геологических и гидрогеологических условий силой 8 и 9 баллов. Значительные разрушения произошли в 1966 г. в Ташкенте при землетрясении, сила которого оценивалась в 7—7,5 баллов.

Вследствие отражения, преломления и рассеивания сейсмических волн, собственных колебаний различных отдельностей горных пород, влияния поверхностных и глубинных микрогеологических факторов и других причин распространение сейсмических волн часто приобретает исключительно сложный характер. В связи с этим сила землетрясения для отдельных участков местности может оказаться на 1 или даже 2 балла выше или ниже средней балльности, установленной для того или иного сейсмического района. Эти детали отражают на специальных картах микросейсморайонирования. При их отсутствии балльность землетрясения уточняют в сторону ее повышения или понижения на один балл по материалам инженерно-геологических изысканий.

Наиболее устойчивыми в сейсмическом отношении считают невыветренные скальные и полускальные породы, а также плотно слежавшиеся крупнообломочные грунты, не содержащие воды. К наименее устойчивым относят насыщенные водой гравийные, песчаные и макропористые лессовые грунты, а также глинистые грунты в пластичном и текучепластичном состояниях.

Значение расчетной сейсмичности может быть изменено также в зависимости от назначения и категории возводимых сооружений. Для монументальных зданий и особо ответственных сооружений расчетную сейсмичность повышают на 1 балл. Для зданий и сооружений второстепенного назначения и облегченного типа расчетная сейсмичность, определяемая в 8 и 9 баллов, может быть понижена на

1 балл. Временные сооружения, не связанные с длительным пребыванием в них людей, возводят без применения антисейсмических мероприятий.

Проектирование сооружений и их фундаментов для сейсмических условий должно исходить из принципов создания равнопрочной их конструкции. Нельзя допускать слабых узлов и элементов, преждевременный выход которых из строя может привести к разрушению сооружения еще до исчерпания его несущей способности. Большое значение имеет правильная общая компоновка зданий и сооружений, обеспечивающая рациональное и по возможности симметричное размещение его масс и жесткостей. Поэтому сооружения, имеющие в плане одну, а лучше две оси симметрии, являются более предпочтительными. Необходимо также стремиться к уменьшению веса конструкции и понижению ее центра тяжести.

Сейсмостойкость зданий и сооружений должна обеспечиваться не только специальным проектированием, но и хорошим качеством выполнения строительных работ. Необходимо также учитывать имеющиеся данные о поведении аналогичных конструкций во время землетрясений и результаты экспериментальных исследований на моделях.

§ 98. Особенности устройства фундаментов

Фундаменты зданий для сейсмических районов в основном можно подразделить на два типа. К первому из них относят фундаменты, надежность которых повышается дополнительным армированием и другими средствами усиления. В фундаментах второго типа предусмотрено устройство в виде упругой связи с надфундаментной конструкцией, которое позволяет снизить воздействие сейсмических сил на сооружение.

В практике строительства имеют распространение лишь фундаменты первого типа. Под несущие стены применяют преимущественно ленточные фундаменты, монолитные или сборной конструкции. В углах и местах взаимного примыкания их усиливают арматурными связями или установкой продольной арматуры на всем их протяжении. Арматуру поверху сборных фундаментов укладывают в слое цементного раствора. Степень усиления фундаментов назначают в зависимости от расчетной сейсмичности здания или сооружения и вида грунтов их основания. Более надежное усиление требуется при строительстве на грунтах, обладающих большей сжимаемостью. Столбчатые фундаменты перекрывают рандбалками, которые делают непрерывными по всей их длине. Фундаменты сборной конструкции должны надежно замоноличиваться.

Глубину заложения фундаментов принимают такой же, как и для несейсмических районов. Их подошву всегда стремятся расположить в одном уровне и на однородном грунте. При необходимости устроить заложение на разных отметках изменения в глубине зало-

жения осуществляют уступами не круче 1 : 2 при высоте уступа не более 50 *см*. В скальных грунтах уступы устраивают без указанных ограничений.

При строительстве искусственных сооружений в качестве основания стремятся использовать коренные породы. Устраивать фундаменты на неоднородных грунтах не следует. Естественные основания предпочитают свайным фундаментам. Подошву фундаментов, как правило, устраивают горизонтальной, без уступов. Высокие свайные ростверки под опоры больших и средних мостов допускают с применением наклонных свай как вдоль, так и поперек моста. Устои стремятся проектировать наиболее простыми по форме. Избегают применения каменных и бетонных опор в виде отдельно стоящих столбов, а при расчетной сейсмичности 9 баллов они не допускаются.

Стойки опор железобетонных рамных мостов при строительстве на нескальных грунтах должны возводиться на общем фундаменте. Ступенчатые фундаменты разрешаются лишь на скальных грунтах.

Для антисейсмического строительства к настоящему времени предложен ряд различных мероприятий, способствующих повышению устойчивости возводимых зданий и сооружений. Например, японские специалисты считают, что в сейсмических условиях достаточно надежны фундаменты из свай-стоек. По их данным, вполне надежными являются глубокие, в несколько этажей, подвалы, если их стены возведены на сплошной железобетонной плите. Предполагается также, что устойчивость зданий можно повысить возведением их на фундаментах из заполненных грунтом железобетонных оболочек. Однако в условиях землетрясения такая конструкция еще не проверена. При фундаментах мелкого заложения оказалось, что наименьшие повреждения получают здания, возведенные на сплошной железобетонной плите.

В качестве примера рационального проектирования можно отметить постройку в Токио в начале этого столетия здания гостиницы «Империал» высотой 22 этажа. В основу проекта была положена прочная и упругая конструкция, способная выдержать сейсмические нагрузки подобно тому, как корабль в море выдерживает качку. Фундамент здания, устроенный в виде железобетонной плиты, оперт на прочно связанные с ним железобетонные сваи длиной 32,5 *м*, погруженные в мощный пласт глинистого грунта. Все междуэтажные перекрытия и фундаментная плита надежно связаны стойками каркаса в единое целое. Стены, массивные в нижней части здания, постепенно облегчались кверху, что обеспечило низкое положение центра тяжести всего сооружения. Благодаря этим мероприятиям во время катастрофы 1923 г. эта гостиница осталась неповрежденной.

Фундаменты второго типа были известны в простейшем виде давно, много столетий тому назад. Некоторые архитектурные памятники в Средней Азии, построенные в X—XV вв. и сохранив-

шиеся до наших дней, имеют в стенах на уровне поверхности земли камышитовые пояса, которые отделяют фундамент от здания, являясь своеобразной антисейсмической подушкой. Однако подобный принцип распространения не получил.

В Японии и США проводились эксперименты с моделями зданий на цилиндрических кладках, шарах и других устройствах, но результаты этих исследований до практических инженерных решений пока не доведены. В Мехико было построено несколько зданий на сваях, где опирание фундаментной плиты осуществлялось в целях выравнивания осадок путем подвески на болтах. Во время землетрясения в июле 1957 г. уцелело лишь одно здание. Это указывает на ненадежность таких подвесок в условиях сейсмических нагрузок.

Оригинальное решение было принято на строительстве опытного трехэтажного кирпичного здания с подвалом в Ашхабаде, где в качестве упругой прокладки между фундаментом и стенами впервые применены стальные пружинные амортизаторы вагонного типа. Особенности такой конструкции и проведенные расчеты показывают, что выстроенное здание должно выстоять при сильных землетрясениях.

§ 99. Расчет на действие сейсмических сил инерции

При расчете зданий и сооружений в сейсмических районах, кроме обычных нагрузок и воздействий, учитывают также сейсмические силы инерции, возникающие под влиянием колебаний во время землетрясений. Расчет условно ведут в предположении статического действия этих сил, величину которых определяют по формуле

$$S = \frac{P}{g}\tau, \tag{244}$$

где P — вес сооружения или элемента его конструкции;
g — ускорение силы тяжести;
τ — сейсмическое ускорение.

Таблица 29

Зависимость сейсмического ускорения τ и коэффициента сейсмичности K_c от силы землетрясения

Сила землетрясения, баллов	Сейсмическое ускорение τ, $см/сек^2$	Коэффициент сейсмичности K_c	Характер землетрясений
1—6	0,25÷10	1/100	Слабые и умеренные до сильных
7	10÷25	1/40	Очень сильные
8	25÷50	1/20	Разрушительные
9	50÷100	1/10	Опустошительные
10—12	100÷500	1/10—1/2 и более	Уничтожающие и катастрофические

Отношение $\frac{\tau}{g}=K_c$ называют коэффициентом сейсмичности, величину которого в зависимости от силы землетрясения определяют по табл. 29.

Для определения сейсмических сил инерции, приложенных к сооружению или отдельным его частям, формулу (244) применяют в несколько ином виде:

$$S=\alpha K_c P, \tag{245}$$

где α — коэффициент, зависящий от динамических свойств сооружения.

Обычно α находится в пределах 1—2, но в некоторых случаях для него принимают и большее значение. Так, для анкерных креплений принимают $\alpha=5$ (кроме анкерных болтов деревянных конструкций, где $\alpha=1$).

Сейсмические силы в сочетании с другими нагрузками относят к особым воздействиям. Поэтому нагрузки от собственного веса считают без коэффициента перегрузки, а полезные и снеговые нагрузки принимают по нормативным значениям с коэффициентом 0,8. Влияние ветровой нагрузки, тормозных усилий от движения кранов, а также инерционных сил от грузов, закрепленных на гибких подвесках, не учитывают.

При расчете естественных оснований для маловлажных и непросадочных грунтов вводят дополнительный коэффициент условий работы $m_{кр}=1{,}2$. Эксцентриситеты при сейсмических нагрузках допускают до четверти ширины подошвы ленточных фундаментов.

Сейсмическая сила инерции, определяемая формулой (245), может иметь любое направление, из которых принимают наиболее невыгодное. Так, при расчете на прочность и устойчивость зданий и сооружений или отдельных их частей эту силу считают обычно горизонтальной. Для анкерных креплений ее принимают приложенной так, чтобы она производила срез или растяжение болтов.

Для динамического расчета зданий и сооружений или их элементов вместо α в последнее время стали применять произведение двух коэффициентов β и η вследствие чего формула 245 получает вид:

$$S=K_c\beta\eta P, \tag{246}$$

где β — коэффициент динамичности, зависящий от периода свободных колебаний сооружения или его элементов;

η — коэффициент, зависящий от формы колебаний и позволяющий учесть характер распределения инерционных сил.

При проектировании необходимо также предусмотреть, чтобы период собственных колебаний сооружения или отдельных его элементов не совпадал с периодом сейсмических колебаний, иначе наступит явление резонанса и сооружение может разрушиться.

§ 100. Давление земли на сооружения и устойчивость откосов

Сейсмические силы изменяют величину давления грунта на подпорные стенки и другие оградительные сооружения. Эти силы объемные и их можно складывать с любыми другими объемными силами, в том числе и с силами собственного веса грунта.

Для учета влияния этих сил выделим в толще грунта объем, равный единице, и приложим в центре его массы две силы — вертикальную силу тяжести, направленную вниз и равную γ, и сейсмическую силу, идущую в некотором произвольном направлении и равную γK_c (рис. 155). Равнодействующая этих сил Δ_c будет равна

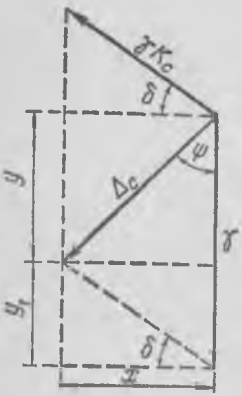

Рис. 155. Сложение силы тяжести с произвольно направленной сейсмической силой в общую равнодействующую (для одной кубической единицы грунта)

$$\Delta_c = \sqrt{x^2 + y^2}, \qquad (247)$$

где $x = \gamma K_c \cos\delta$ и $y = \gamma - y_1 = \gamma(1 - K_c \sin\delta)$.

Подставив вместо x и y их значения в эту формулу и произведя необходимые преобразования, получим

$$\Delta_c = \gamma \sqrt{1 + K_c^2 - 2K_c \sin\delta}. \qquad (248)$$

Если сейсмическая сила γK_c направлена вертикально вверх или вниз, формула 248 соответственно примет вид:

$$\Delta_c = \gamma(1 \pm K_c). \qquad (249)$$

При горизонтальном ее направлении ($\delta = 0°$) имеем:

$$\Delta_c = \gamma \sqrt{1 + K_c^2}. \qquad (250)$$

Из рис. 155 видно, что равнодействующая объемных сил Δ_c отклонена от вертикали на некоторый угол ψ, называемый сейсмическим, который равен

$$\cos\psi = \frac{y}{\Delta_c} = \frac{1 - K_c \sin\delta}{\sqrt{1 + K_c^2 - 2K_c \sin\delta}}. \qquad (251)$$

При $\delta = 90°$ получим $\cos\psi = 1$ и, следовательно, $\psi = 0$, а при $\delta = 0°$ имеем:

$$\cos\psi = \frac{1}{\sqrt{1 + K_c^2}}.$$

Если отсюда определить значение $\sqrt{1 + K_c^2}$ и подставить его в формулу 250, то она перепишется так:

$$\Delta_c = \frac{\gamma}{\cos\rho}. \qquad (252)$$

При горизонтальном направлении сейсмической силы $\psi = \operatorname{arctg} K_c$ и при 7—8 баллах $\psi = 3°$, а при 9 баллах $\psi = 6°$. На эту величину уменьшится угол внутреннего трения сыпучего грунта, что следует учитывать при определении его давления на подпорные стенки.

Сейсмические силы оказывают влияние и на устойчивость земляных откосов. Под их влиянием откос, устойчивый в обычных условиях, может обрушиться.

Основное отличие в характере нагружения откоса здесь заключается в том, что каждая кубическая единица грунта вместо веса γ будет подвержена действию объемной силы Δ_c, которая отклонена от вертикали на сейсмический угол ψ. Значения Δ_c и ψ определяют по приведенным ранее формулам 248 и 251.

Для расчета устойчивости откоса можно будет воспользоваться ранее изложенным (см. § 27), но разделение массива $ABCK$ на отсеки следует произвести плоскостями, идущими параллельно направлению Δ_c и, следовательно, отклоненными от вертикали на тот же угол ψ.

В изложенных расчетах отражены лишь основные представления о воздействии сил инерции на сооружения при землетрясениях. Более подробные сведения по этим вопросам даются в специальных трудах и в соответствующих нормах проектирования.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Значения коэффициентов α, β и $Q_т$ к расчету по формуле 72 В. В. Соколовского

δ, *град*		φ, *град*								
		5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	α	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,40	33,30	64,20	134,50
	β	6,49	8,34	11,00	14,90	20,70	30,20	46,20	75,30	133,50
	$Q_т$	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46	236,30
5	α	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	β	2,72	6,56	9,12	12,50	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	$Q_т$	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10	α	—	1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	β	—	2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
	$Q_т$	—	0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15	α	—	—	1,79	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	β	—	—	2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	$Q_т$	—	—	0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20	α	—	—	—	2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	β	—	—	—	3,00	7,68	12,10	18,50	29,10	48,20
	$Q_т$	—	—	—	0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00

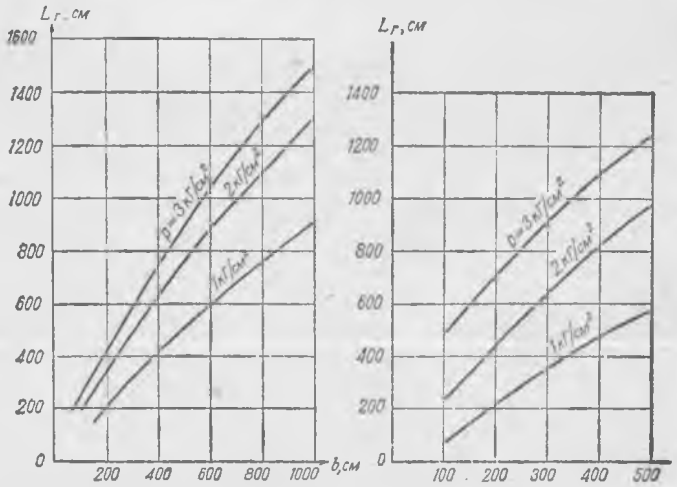

Рис. 156. Графики для определения расстояния $L_г$ между осями квадратных (слева) и прямоугольных фундаментов с отношением сторон в плане 5 и более, при котором учитывается взаимное влияние осадок

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Учет взаимного влияния фундаментов на их осадку (по СНиП II-Б. 1-62)

Взаимное влияние фундаментов на их осадку учитывают в случаях, если имеет место условие:

$$\left[\frac{0{,}6}{b}(E-100)+1\right] L_{\Phi} \leqslant L_{\Gamma}, \qquad (253)$$

где b — ширина подошвы фундамента, *см*;
E — модуль деформации грунта (средний для сжимаемой толщи), *кГ/см²*;
0,6 — коэффициент, имеющий размерность, *см³/кГ*;
L_{Φ} — фактическое расстояние между осями фундаментов, *см*;
L_{Γ} — расстояние, определяемое для квадратных и прямоугольных фундаментов с отношением сторон 5 и более по графикам, приведенным на рис. 156, а для промежуточного отношения сторон, находимое по интерполяции, *см*.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Коэффициенты $A_к$, $B_к$, α и β к определению $R^н$ по формуле 172 проф. В. Г. Березанцева

Обозначения коэффициента		Коэффициенты при значениях $\varphi^н$, *град*							
		26	28	30	32	34	36	38	40
$A_к$		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
$B_к$		18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0
α при $\frac{h}{d}$	4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86
	5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84
	7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82
	10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79
	12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78
	15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75
	20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74
	25,0	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74
β при $d=$	0,8 *м*	0,29	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
	4,0 *м*	0,21	0,19	0,17	0,17	0,16	0,16	0,15	0,14

Примечание. Для промежуточных значений $\varphi^н$, $\frac{h}{d}$ и d величины коэффициентов $A_к$, $B_к$, α и β определяются интерполяцией.

Примерные данные к определению типа оборудования и расстояний между иглофильтрами для кольцевых установок

Основные данные для выбора типа оборудования в зависимости от удельного притока воды

Расчетная величина удельного притока q, $м^3/сут$	Общая характеристика удельного притока воды	Наиболее целесообразный тип оборудования	
		в одноярусных установках в верхних ярусах многоярусных установок	в нижних ярусах многоярусных установок
$q<15$	Малый	ЛИУ-3	ЛИУ-3
$15<q<40$	Средний	Установки Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 54Дв или 6НДв при 960 *об/мин*	Установки Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 5НДв при 1450 *об/мин*
$q>40$	Большой	ПВУ Установки Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 6НДв при 960 *об/мин*	ПВУ

Расстояния между иглофильтрами для кольцевых установок при различном типе оборудования

Требуемое от каждого яруса понижение уровня воды, *м*			Расстояние между иглофильтрами для различных установок, *м*		
1-й ярус	2-й ярус	3-й ярус	ВА с 5НДв и ВА с 6НДв при 960 *об/мин*	ПВУ и ВА с 5 НДв при 1450 *об/мин*	ЛИУ-3
5,0—4,0	4,5—3,5	4,0—3,0	0,6—1,2	0,6	0,75
4,0—3,5	3,5—3,0	3,0—2,5	1,2—1,8	0,6—1,2	0,75
3,5—3,0	3,0—2,5	2,5—2,0	1,8—2,4	1,2—1,8	1,50
3,0—2,5	2,5—2,0	2,0—1,5	2,4—3,0	1,8—2,4	1,5—2,25

Примечание. Установки большой протяженности в плане разбивают на секции длиной от 60 до 180 *м*, что зависит от типа принятого оборудования.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Расчет жестких свай на горизонтальные нагрузки

При действии на сваю горизонтальной силы $P_г$ происходит ее поворот в грунте вокруг нулевой точки O. Свая отклоняется от вертикали на некоторый угол θ, вызывая соответствующие деформации грунта (рис. 157). Величина этого угла зависит от силы $P_г$ и создаваемого ею момента, а также от свойств сжимаемости окружающего грунта.

На характер деформации грунта оказывает влияние и изгиб сваи, происходящий под действием приложенной к ней нагрузки. Однако при небольшом заглублении сваи в грунт это влияние невелико и им можно пренебречь. Сваю в данном случае считают абсолютно жесткой. Полагаем, что такое допущение в основном применимо, если глубина заделки сваи в грунт не превышает ее диаметра более чем в 7—8 раз.

При более значительном заглублении сваи влияние ее изгиба на характер деформации грунта и его напряженное состояние может оказаться существенным. В этом случае для расчета свай на горизонтальные нагрузки применяют методы, основанные на использовании теории расчета балок на упругом основании.

При наклоне горизонтально нагруженная свая стремится произвести выпирание грунта в поверхностном его слое в виде некоторого земляного тела *ABC* (см. рис. 157). Это тело имеет довольно сложную форму очертания, а глубина зоны возможного его выпирания *a* по опытным данным обычно не превышает 0,5—0,7 *м*, если углы поворота сваи малы. В этих условиях сопротивление грунта выпиранию земляного тела *ABC* будет незначительным и его влиянием можно пренебречь, что создает в расчете некоторый запас надежности.

Заглубленная свая всегда оказывает некоторое давление на залегающий под ее подошвой грунт. Это давление создается под влиянием нагрузки от собственного веса сваи и от вертикальных сил, если они к ней приложены. Поэтому при повороте сваи возникнет в уровне ее подошвы сила трения T, направленная в сторону, противоположную происходящему смещению.

Сила T возрастает пропорционально величине этого смещения, пока не будет достигнуто ее предельное значение. Однако учитывая, что в дальнейшем рассматривается лишь случай действия горизонтальной силы на сваю, а нагрузка на основание от собственного ее веса невелика, влиянием силы T пренебрегаем.

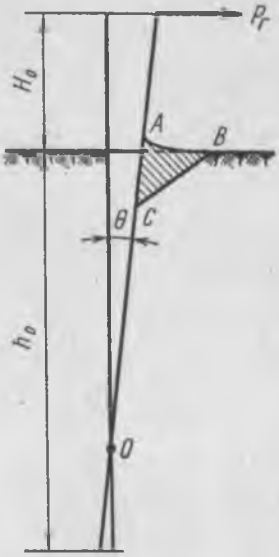

Рис. 157. Деформации грунта, вызванные поворотом вокруг точки O жесткой сваи, нагруженной горизонтальной силой $P_г$

В качестве характеристики сжимаемости грунта примем модуль деформации $E_г$. Его необходимо найти применительно к условиям действия на грунт горизонтальной нагрузки. Этот модуль может с глубиной несколько изменяться. Однако для жестких свай, имеющих обычно небольшое заглубление в грунт, указанные изменения несущественны и их можно не учитывать. Поэтому в дальнейшем будем полагать модуль $E_г$ постоянным для всей глубины заделки свай.

При постоянном значении модуля $E_г$ напряжения от реакции грунта будут изменяться по глубине заделки сваи лишь пропорционально деформациям, вызванным ее поворотом. Эпюра этих напряжений, если ограничиться рассмотрением случая однородного грунта, получит вид двух треугольников *1 2 0* и *0 3 4* (рис. 158).

Для дальнейшего рассмотрения указанную эпюру разложим на две составляющие части. Одна из них, имеющая вид прямоугольника *1 5 6 3*, представит собой нормальное давление грунта на сваю, равное приложенной к ней горизонтальной силе $P_г$. Это давление равномерно распределено по площади Dh с интенсивностью p_1, где $h=h_0-a$.

Вторая часть эпюры, изображенная двумя одинаковыми треугольниками O_1 *5 2* и O_1 *6 4*, создает момент реактивных сил грунта, уравновешивающих момент от внешней нагрузки. Наибольшее краевое напряжение, представленное сторо-

нами *5 2* и *4 6* указанных треугольников, имеет значение p_2. Напряжения p_1 и p_2 можно найти из соответствующих условий равновесия.

Для определения p_1 возьмем сумму проекций всех сил на горизонтальную ось и приравняем ее нулю. Отсюда найдем:

$$p_1 = \frac{P_г}{Dh}. \qquad (254)$$

Чтобы найти p_2, возьмем сумму моментов всех сил относительно, например, точки O_1 и также приравняем нулю. Решая относительно p_2, получим:

$$p_2 = \frac{3P_г(2H+h)}{Dh^2}. \qquad (255)$$

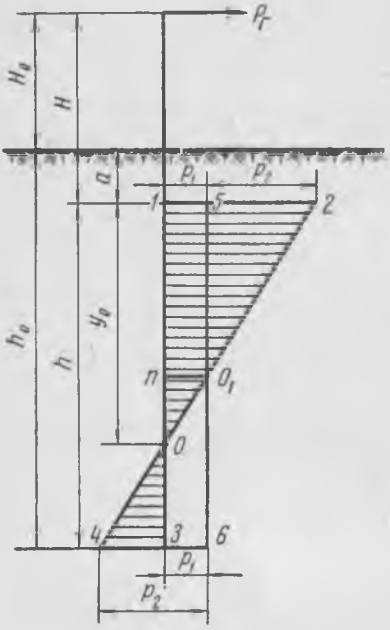

Рис. 158. Эпюра реакции грунта в заделке жесткой горизонтально нагруженной сваи

Для определения расстояния до нулевой точки *0* воспользуемся подобием треугольников *1 2 0* и *0 3 4* и составим пропорцию:

$$\frac{p_1+p_2}{y_0} = \frac{p_2-p_1}{h-y_0}. \qquad (256)$$

Решая относительно y_0 и заменяя p_1 и p_2 их значениями из формул 254 и 255, получим

$$y_0 = \frac{H+0{,}67h}{2H+h}\,h. \qquad (257)$$

Представленная на рис. 158 эпюра реакции грунта в заделке сваи одновременно отражает также и характер возникших в нем деформаций, которые пропорциональны действующим напряжениям. Поэтому в треугольнике OnO_1 его сторона nO_1, изображающая напряжение p_1, представит в соответствующем масштабе также и горизонтальное перемещение точки n в положение O_1, которое обозначим через $S_г$. Тогда, как видно из треугольника OnO_1, угол поворота сваи θ определится:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{S_г}{\lambda}, \qquad (258)$$

где λ — сторона On треугольника OnO_1, равная y_0—0,5 h.

Горизонтальное перемещение $S_г$ вызвано давлением, равным силе $P_г$, которое равномерно распределено по площади Dh с интенсивностью p_1. Под его влиянием свая как бы переместится поступательно в положение $5O_16$ без какого-либо ее поворота, вызывая соответствующие деформации грунта.

Если предположить, что указанные деформации грунта аналогичны возникающим при осадке прямоугольного в плане фундамента, то для приближенного определения перемещения $S_г$ можно будет условно воспользоваться приведенной ранее формулой 96 Шлейхера. Тогда формула 258 перепишется в следующем виде:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{K_0 P_г(1-\mu^2)}{E(y_0-0{,}5h)\sqrt{Dh}}, \qquad (259)$$

где K_0 — коэффициент, зависящий от отношения сторон h к D загруженной площади, значения которого находятся по табл. 15.

Применение формулы Шлейхера для определения горизонтального перемещения сваи $S_г$ является некоторым допущением. На характер напряженного состоя-

ния грунта здесь может оказать влияние близкое расположение к его поверхности верхнего края загруженной площади, по которой распределена нагрузка p_1 от сваи. В результате этого возможно некоторое упругое выпучивание грунта вверх, вызванное указанным давлением сваи, что способствует увеличению угла ее поворота θ.

Однако при малых деформациях, которые допустимы для горизонтально нагруженных свай, входящих в состав конструкции сооружения, влияние упругого выпучивания грунта очевидно будет незначительным. Кроме того его возникновению препятствует нагрузка от собственного веса грунта и его сопротивление выпиранию в поверхностном слое земляного тела, которое в расчете не учитывалось. Все это дает основание полагать, что использование формулы Шлейхера в расчете горизонтально нагруженных свай больших погрешностей, по-видимому, не содержит, и ее применение в целях получения приближенного результата является достаточно оправданным.

Следует учитывать также, что при необходимости результаты расчетов всегда могут быть проверены и уточнены посредством испытаний опытных свай горизонтальными статическими нагрузками. Такие испытания особенно нужны в случаях, когда грунтовые условия на площадке строительства окажутся более сложными, чем это было учтено в расчете.

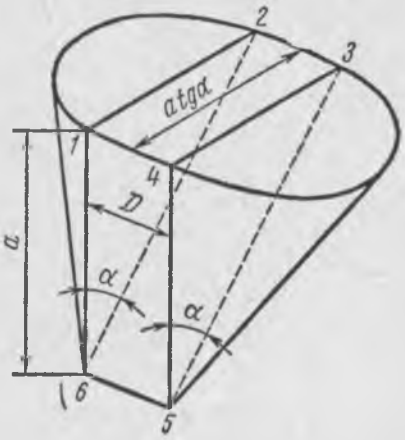

Рис. 159. Схема земляного тела, выпираемого сваей в поверхностном слое грунта

Для приближенного определения сопротивления грунта выпиранию земляного тела ABC предположим, руководствуясь опытными данными, что оно состоит в средней части из трехгранной призмы шириной D и двух полуконических тел, присоединенных к ней по боковым граням *1 2 6* и *4 3 5* (рис. 159). Выпирание этого тела произойдет в случае, если наступит состояние его предельного равновесия и оно под влиянием давления сваи станет скользить вверх по наклонной плоскости *6 2 3 5*, составляющей с вертикалью угол $\alpha = 45° + \varphi/2$.

Влияние веса полуконических земляных тел на заключенную между ними призму можно рассматривать как действие некоторой вертикальной пригрузки на ее горизонтальную грань *1 2 3 4*. Эту пригрузку заменим весом эквивалентного слоя грунта, давление от которого условно будем считать равномерно распределенным по площади указанной грани призмы, равной $D\,a\,\mathrm{tg}\alpha$. Высота этого слоя будет равна

$$h_0 = \frac{\pi a^2 \operatorname{tg}\alpha}{12D}. \qquad (260)$$

Выпиранию земляного тела по наклонной грани *6 2 3 5* препятствуют в сыпучем грунте силы внутреннего его трения. В связном грунте этому выпиранию оказывает противодействие также и имеющееся в нем сцепление. При этом силы сцепления действуют не только в плоскости *6 2 3 5*, но и на боковой поверхности полуконических земляных тел, препятствуя их отрыву от основного массива грунта.

Если учесть влияние сил сцепления грунта лишь в пределах наклонной грани *6 2 3 5* и считать, что при малых углах поворота сваи θ давление на нее от выпираемого земляного тела приложено горизонтально, то для определения его величины можно будет, подобно изложенному ранее (см. § 83), применить следующую

формулу:

$$E_{\text{п}}=D\left[\frac{\gamma a^2}{2}\left(1+\frac{\pi a\,\mathrm{tg}\,\alpha}{6D}\right)\mathrm{tg}^2\alpha+2ca\,\mathrm{tg}\,\alpha\right]. \quad (261)$$

Полагая a переменной величиной, найдем напряжения $p_{\text{п}}$, характеризующие сопротивление грунта выпиранию земляного тела на различной глубине от поверхности земли. Для их определения получим следующую формулу:

$$p_{\text{п}}=\frac{dE_{\text{п}}}{D\,da}=\gamma a\left(1+\frac{\pi a\,\mathrm{tg}\,\alpha}{4D}\right)\mathrm{tg}^2\alpha+2c\,\mathrm{tg}\,\alpha. \quad (262)$$

Эту формулу используем для сравнения найденного значения $p_{\text{п}}$ с суммой напряжений p_1 и p_2, определяемых по формулам 254 и 255. Необходимо, чтобы $p_1+p_2\leqslant p_{\text{п}}$. Если это условие не выполняется, надо принять несколько большее значение a и, повторив расчет, соответственно увеличить заглубление сваи в грунт h_0.

В расчете сваи на горизонтальную нагрузку предполагалось, что выпирание грунта распространяется на небольшую глубину и его сопротивлением можно было пренебречь. Однако это допущение, справедливое лишь при малых углах поворота сваи, может оказаться причиной существенных погрешностей, если деформации грунта, вызванные давлением наклоняющейся сваи, становятся большими. В этих условиях пренебрегать сопротивлением грунта выпиранию земляного тела уже нельзя.

Изложенный расчет позволяет определить такое заглубление сваи в грунт h_0, при котором ее отклонение от вертикали под влиянием горизонтальной нагрузки не будет превышать установленной в проекте величины. Такой расчет следует вести на воздействие нормативной горизонтальной нагрузки на сваю, так как он выполняется по деформациям грунтов, залегающих в пределах глубины ее заделки. При этом используют также и нормативные характеристики грунтов.

Если на сваю кроме горизонтальной силы $P_{\text{г}}$ действует еще и вертикальная нагрузка $P_{\text{в}}$, то угол ее поворота θ получится меньше, чем при нагружении только лишь одной силой $P_{\text{г}}$. Под влиянием вертикальной силы $P_{\text{в}}$ возникнет осадка сваи и появятся на боковой ее поверхности силы сопротивления грунта. Величина этих сил со стороны действия на сваю реакции грунта, равной силе $P_{\text{г}}$ и равномерно распределенной по глубине h с интенсивностью p_1, естественно, будет больше, чем с противоположной стороны. В результате этого возникнет некоторый реактивный момент, действие которого и будет способствовать уменьшению указанного угла θ.

Следует еще иметь в виду, что на уменьшение угла θ окажет соответствующее влияние и неравномерное распределение давления по подошве свайного фундамента, вызванное его наклоном. Все это необходимо учитывать при проектировании, используя опытные данные и результаты полевых экспериментов, проведение которых в ряде подобных случаев может оказаться необходимым.

Пример. Для строительства производственного сельскохозяйственного здания требуется определить глубину заделки колонны в грунт h_0, при которой ее отклонение от вертикали не будет превосходить, например, величины $\mathrm{tg}\theta=0{,}0025$. Колонна нагружена горизонтальной силой $P_{\text{г}}^{\text{н}}$, приложенной на высоте $H_0=2{,}5$ *м* над поверхностью земли. В расчете рассмотрим случаи, когда сила $P_{\text{г}}^{\text{н}}$ равна 0, 5 ; 1,0 и 2,0 T.

Площадка строительства сложена толщей супесчаных грунтов общей мощностью 6 *м*, подстилаемых слоем пылеватых песков толщиной 4,5 *м*. Грунтовые воды залегают на глубине 5 *м*.

По данным исследований супеси были для нее получены следующие нормативные характеристики: угол внутреннего трения $\varphi^{\text{н}}=23^\circ$, удельное сцепление $c^{\text{н}}=0{,}08$ *кГ/см*^{2}, модуль деформации $E_{\text{г}}=160$ *кГ/см*^{2}, объемный вес $\gamma=1{,}8$ *Т/м*^{3}.

В расчете также приняты: диаметр колонны в пределах заделанной в грунт части $D=0{,}65$, коэффициент Пуассона для супеси $\mu=0{,}30$, глубина зоны возмож-

ного выпирания грунта $a=0{,}6$ *м*, расстояние от точки приложения силы $P_г^н$ до поверхности заделки сваи в грунте $H=H_0+a=2{,}5+0{,}6=3{,}1$ *м*.

Р е ш е н и е. Задаваясь различными значениями h, вычисляем последовательно y_0 и $\operatorname{tg}\theta$ по формулам 257 и 259. При этом K_0 находим по приведенной ранее

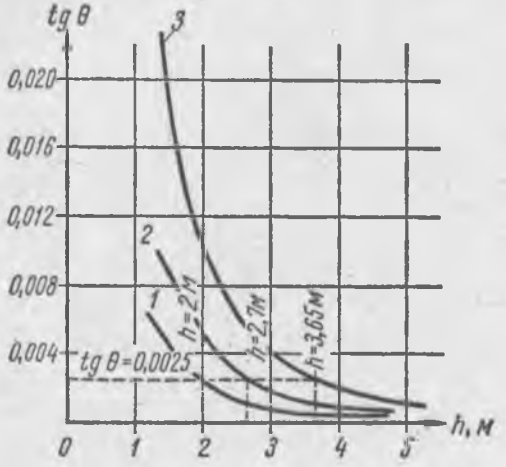

Рис. 160. Кривые зависимости $\operatorname{tg}\theta$ от h, построенные для определения искомой глубины заделки сваи в грунт при значении горизонтальной силы $P_г^н$, равном 0,5,1,0 и 2,0 *Т*

табл. 15 в зависимости от отношения h к D. В результате указанных вычислений получаем следующие значения величин

y_0 и $\operatorname{tg}\Theta$, найденных при разных значениях h

h, *м*	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
y_0, *м*	0,80	1,08	1,37	1,66	2,26	2,88
K_0	0,85	0,83	0,80	0,78	0,75	0,71
$\operatorname{tg}\Theta_1$	0,0049	0,0026	0,0015	0,001	0,0005	0,0003
$\operatorname{tg}\Theta_2$	0,0098	0,0052	0,003	0,002	0,001	0,0006
$\operatorname{tg}\Theta_3$	0,0196	0,0104	0,006	0,004	0,002	0,0012

Приведенные здесь значения $\operatorname{tg}\theta_1$, $\operatorname{tg}\theta_2$ и $\operatorname{tg}\theta_3$ получены для случаев, когда горизонтальная сила $P_г^н$ была соответственно равна 0,5; 1,0 и 2,0 *Т*. Эти данные используем для построения графиков зависимости $\operatorname{tg}\theta$ от h, которые представлены

кривыми *1*; *2* и *3* на рис. 160. По этим графикам находим следующие значения искомых величин h и h_0 для случаев, когда $\operatorname{tg}\theta = 0{,}0025$:

$P_г^н$, T	h, $м$	h_0, $м$
0,5	2,0	2,6
1,0	2,7	3,3
2,0	3,65	4,25

Далее по формуле 262 находим напряжение, возникающее на глубине $a = 0{,}6$ $м$ от поверхности грунта при выпирании из него земляного тела. Это напряжение, характеризующее пассивное сопротивление грунта на указанной глубине, составит

$$p_п = 7{,}57\ T/м^2.$$

При $h = 3{,}65$ $м$, найденном для случая, когда $P_г^н = 2{,}0$ T, определим напряжения p_1 и p_2 по формулам 254 и 255 и вычислим их сумму, которая будет равна

$$p_1 + p_2 = 0{,}84 + 6{,}83 = 7{,}67\ T/м^2.$$

Сравнивая эту сумму с напряжением $p_п$, имеем практически одинаковые их значения, а потому произведенным расчетом можно удовлетвориться. Для случаев, когда $P_г^н$ равно 1,0 или 0,5 T, сумма указанных напряжений p_1 и p_2 получится меньше, чем $p_п$.

Аналогичный расчет можно произвести для любого другого угла поворота сваи θ, допустимого для конструкции возводимого сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев Ю. М., Крутов В. И. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. Госстройиздат, 1962.
2. Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве. Госстройиздат, 1959.
3. Березанцев В. Г. Расчеты прочности оснований сооружений. Госстройиздат, 1960.
4. Герсеванов Н. М. Собрание сочинений, тт. I и II. Стройвоенмориздат, 1948.
5. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. Стройиздат, 1948.
6. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Госстройиздат, 1962.
7. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. Госстройиздат, 1952.
8. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании (2-е издание). Госстройиздат, 1962.
9. Клейн Г. К., Дорошкевич Н. М., Смиренкин П. П. Основания и фундаменты. Изд-во «Высшая школа», 1967.
10. Лалетин Н. В. Основания и фундаменты. «Высшая школа», 1964.
11. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии (2-е издание). Изд-во «Высшая школа», 1968.
12. Пузыревский Н. П. Расчеты фундаментов. Издание Института путей сообщения, 1923. Теория напряженности землистых грунтов. Сб. ЛИИПС, вып. 99, 1929.
13. Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Стройиздат, 1964.
14. Силин К. С., Глотов Н. М., Карпинский В. М. Фундаменты опор мостов из сборного железобетона. Изд-во «Транспорт», 1966.
15. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании (2-е издание). Изд-во «Высшая школа», 1968.
16. Синицын А. П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости. Стройиздат, 1964.
17. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды (3-е издание). Изд-во АН СССР, 1960.
18. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых зданий. Стройиздат, 1964.
19. Флорин В. А. Основы механики грунтов, тт. I и II. Стройиздат, 1959 и 1961.
20. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). «Высшая школа», 1968.
21. Цытович Н. А. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. Изд-во АН СССР, 1959.
22. Черкасов И. И. Механические свойства грунтовых оснований. Автотрансиздат, 1958.
23. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения. Изд-во «Энергия», 1967.
24. Штаерман И. Я. Контактная задача теории упругости. Гостехиздат, 1949.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Введение 5
Основные понятия и определения. 5
Краткие исторические сведения. 13
Основные задачи в области дальнейшего развития советского фундаментостроения 22

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ

Глава I. Виды грунтов и главнейшие их физические свойства 25
§ 1. Основные виды грунтов. 25
§ 2. Определение вида грунтов по их гранулометрическому составу и числу пластичности 34
§ 3. Пористость грунтов и оценка степени их уплотненности . . . 38
§ 4. Оценка степени влажности грунтов и их способности к набуханию и просадочным явлениям 41
Глава II. Свойства грунтов в водонасыщенном состоянии 43
§ 5. Взвешивающее давление грунтовой воды 43
§ 6. Фильтрационные свойства грунтов. 45
§ 7. Гидродинамическое давление 48
§ 8. Внезапное разжижение водонасыщенных песков 50
Глава III. Сжимаемость грунтов и их сопротивление сдвигу 53
§ 9. Сжимаемость грунтов. 53
§ 10. Сопротивление грунтов сдвигу. 57
Глава IV. Инженерно-геологические изыскания 63
§ 11. Общие сведения. 63
§ 12. Инженерно-геологические изыскания для проектного задания 64
§ 13. Инженерно-геологические изыскания для рабочих чертежей . 66
§ 14. Геологоразведочные работы и их документация 68
§ 15. Полевые исследования прочностных свойств грунтов . . . 71

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Глава V. Общие сведения о расчете оснований по предельным состояниям 76
§ 16. Основные положения. 76

§ 17. Два предельных состояния для грунтов оснований 77
§ 18. Предельные величины деформаций для грунтов оснований . 78
Глава VI. **Распределение напряжений в грунтах** 80
§ 19. Напряженное состояние в точке грунтового массива 80
§ 20. Определение напряжений в грунте при действии на его поверхность сосредоточенных сил. 85
§ 21. Определение напряжений в грунте при действии на его поверхность распределенной нагрузки. 90
§ 22. Определение сжимающих напряжений в грунте методом угловых точек. 94
§ 23. Определение напряжений от собственного веса грунта . . . 97
Глава VII. **Расчет устойчивости оснований** 99
§ 24. Общие сведения. 99
§ 25. Определение нормативного давления на грунты основания . 101
§ 26. Расчет устойчивости грунтов оснований по предельному их сопротивлению сдвигу. 109
§ 27. Приближенный расчет устойчивости грунтов на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. 115
§ 28. Проверка устойчивости сооружения на сдвиг по поверхности грунта основания. 118
Глава VIII. **Расчет осадки и крена фундаментов** 119
§ 29. Общие сведения. 119
§ 30. Модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунтов . 120
§ 31. Расчет осадки фундаментов по уплотнению безграничного слоя грунта мощностью h 123
§ 32. Расчет осадки фундаментов способом послойного суммирования деформаций. 124
§ 33. Расчет осадки фундаментов по формулам теории упругости . 126
§ 34. Расчет осадки фундаментов по методу эквивалентного слоя грунта. 128
§ 35. Определение крена фундаментов. 129
§ 36. О влиянии местного уплотнения грунта на характер осадки фундаментов 133
§ 37. О скорости затухания осадки фундаментов во времени . . 136
Глава IX. **Давление грунта на подпорные стенки** 139
§ 38. Общие сведения. 139
§ 39. Определение активного давления грунта на подпорные стенки. 140
§ 40. Определение пассивного сопротивления грунта 143

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ФУНДАМЕНТЫ

Глава X. **Фундаменты, их виды и основы расчета** 145
§ 41. Виды фундаментов и материалы для их устройства 145
§ 42. Глубина заложения фундаментов. 152
§ 43. Распределение напряжений по подошве фундаментов . . . 157
§ 44. Расчет фундаментов неглубокого заложения 162
§ 45. Расчет фундаментов глубокого заложения. 167
§ 46. Основные понятия о расчете гибких фундаментов 171
Глава XI. **Фундаменты под машины** 179
§ 47. Основные сведения. 179
§ 48. Расчетные характеристики для грунтов оснований 183
§ 49. Фундаменты под машины с динамическими нагрузками периодического действия. 185
§ 50. Фундаменты под кузнечные молоты 187
§ 51. Меры борьбы с вибрациями 189

Глава XII. **Защита зданий и сооружений от грунтовых вод** 191
§ 52. Общие сведения. 191
§ 53. Основные мероприятия по осушению грунтов 192
§ 54. Виды гидроизоляции и материалы для ее устройства 194

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Глава XIII. **Фундаменты на песчаных подушках и уплотнение грунтов** . 202
§ 55. Фундаменты на песчаных подушках 202
§ 56. Поверхностное уплотнение грунтов 204
§ 57. Глубинное уплотнение грунтов. 205
Глава XIV. **Искусственное закрепление грунтов** 209
§ 58. Цементация. 209
§ 59. Химическое закрепление грунтов. 210
§ 60. Электрохимическое закрепление. 213
§ 61. Закрепление грунтов синтетическими смолами 214
§ 62. Термическое закрепление. 216
Глава XV. **Виды свай и свайных фундаментов** 217
§ 63. Основные сведения. 217
§ 64. Виды свай и особенности их устройства 219
§ 65. Виды ростверков на сваях. 227
§ 66. Свайные фундаменты для зданий 228
Глава XVI. **Расчет свай и проектирование свайных фундаментов** . . . 232
§ 67. Общие сведения. 232
§ 68. Расчет свай по нормативным сопротивлениям грунтов . . 233
§ 69. Определение сопротивления свай по результатам динамических и статических испытаний. 238
§ 70. Расчет и проектирование свайных фундаментов 241
§ 71. Расчет коротких набивных свай, применяемых в сельском строительстве. 248

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Глава XVII. **Работы в сухих котлованах** 255
§ 72. Общие сведения. 255
§ 73. Разбивочные работы на площадке и рытье котлованов . . . 256
§ 74. Устройство фундаментов. 259
Глава XVIII. **Строительное водопонижение** 260
§ 75. Основные сведения. 260
§ 76. Устройство водопонизительной установки. 263
§ 77. Водопонижение иглофильтровыми установками. 265
§ 78. Водопонижение с применением глубинного вакуумирования и электроосмоса. 267
§ 79. Основы расчета водопонизительной установки 269
Расчет при безнапорной воде 269
Расчет при напорной воде 272
§ 80. Особенности расчета иглофильтровой установки 275
§ 81. Опытные откачки. 276
Глава XIX. **Перемычки**. 277
§ 82. Виды перемычек и их устройство 277
§ 83. Расчет шпунтовых перемычек. 283
§ 84. Перемычки из замороженного грунта 288
§ 85. Работы в трещиноватых скальных грунтах 292
Глава XX. **Фундаменты глубокого заложения и некоторые способы устройства подводных опор** 293

§ 86. Опускные колодцы 293
§ 87. Кессоны 301
§ 88. Фундаменты из сборных железобетонных оболочек 304
§ 89. Понтоны, бездонные ящики и ряжи 308

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

Глава XXI. **Фундаменты в условиях вечной мерзлоты** 312
§ 90. Общие сведения 312
§ 91. Строительные свойства вечномерзлых грунтов 314
§ 92. Методы строительства на вечной мерзлоте 317
§ 93. Мероприятия против пучения грунтов и борьба с наледями . 323
Глава XXII. **Фундаменты на просадочных грунтах** 325
§ 94. Общие сведения 325
§ 95. Особенности проектирования фундаментов 326
§ 96. Водозащитные и конструктивные мероприятия 328
Глава XXIII. **Фундаменты в сейсмических районах** 330
§ 97. Общие сведения 330
§ 98. Особенности устройства фундаментов 332
§ 99. Расчет на действие сейсмических сил инерции 334
§ 100. Давление земли на сооружения и устойчивость откосов . . . 336
Приложения 338
Литература 347

Николай Васильевич Лалетин

Основания и фундаменты

Редактор *А. П. Мартынов*
Художник *В. В. Лебедев*
Художественный редактор *Н. К. Гуторов*
Технический редактор *А. К. Нестерова*
Корректор *М. М. Малиновская*

Т-10123. Сдано в набор 24/III-70 г. Подп. к печати 29/VI-70 г. Формат 60×90¹/₁₆
Объем 22 печ. л. Уч.-изд. л. 20,55 Изд. № Стр-121 Тираж 55 000 экз. Цена 87 коп.
Заказ № 955.

План выпуска литературы для вузов и техникумов издательства «Высшая школа» на 1970 г. Позиция № 94

Издательство «Высшая школа» Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14

Ордена Трудового Красного Знамени Первая Образцовая типография
имени А. А. Жданова Главполиграфпрома Комитета по печати при [illegible]инистров
Москва, М-54, Валовая, 28